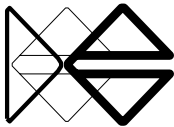




**Universidade
Federal de
Minas Gerais**



**Universidade do
Minho**



DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA DE
ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DA UFMG



DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DE PAREDES DE
ALVENARIA NÃO ESTRUTURAIS REFORÇADAS COM ARMADURA
DE JUNTA SUBMETIDAS À FLEXÃO NO SEU PLANO**

Edna Alves Oliveira

Orientador: Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva (DEES / UFMG)

Co-orientador: Prof. Dr. Paulo Lourenço (DEC / UMINHO)

Belo Horizonte

Fevereiro / 2009.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**ESTUDO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DE PAREDES DE
ALVENARIA NÃO ESTRUTURAIS REFORÇADAS COM ARMADURA
DE JUNTA SUBMETIDAS À FLEXÃO NO SEU PLANO**

EDNA ALVES OLIVEIRA

Tese de doutorado apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutora em Engenharia de Estruturas.

“Certa vez, há alguns anos, ao atravessar um gramado, deparei com uma formiga. Não era uma formiga qualquer. Embora se saiba que esses insetos são capazes de suportar pesos imensos, aquela formiga era sem dúvida especial, pois levava nas costas uma folha de grama que se estendia em arco muito além de seu corpo, como um penacho gigantesco. Dez vezes maior do que ela, a folha de grama balançava a todo instante como se fosse cair, mas a formiguinha seguia com bravura, levando nas costas seu estandarte improvável. Fiquei vários minutos ali. Observava a sua luta, via como vencida o chão incerto, escalava pedras, caía às vezes para trás, mas sempre se levantava...

Às vezes, durante o curso de doutorado, anos, diante de tantas dificuldades, senti-me assim, carregando nas costas um fardo imenso, maior do que eu... Porém, percorria um labirinto, rumo a um jardim secreto e central, onde haveria de chegar em algum momento justo e feliz. O labirinto (desenhado na forma da espiral) simboliza o infinito, uma aventura evolutiva, uma solução vertical e essencial para a questão existencial. Escolhas... Minha escolha... Poderia abandonar o fardo imenso. Talvez, desistir o tornaria mais pesado. Já não era possível sair do labirinto...

Pensava na formiguinha, lembrei-me de que apesar de sua bravura, ela não olhava para o céu e desconhecia o azul da abundância. Distante da liberdade e do prazer, como os escravos do trabalho que trabalham de sol a sol... Assim, percebi que primeiro eu teria de ultrapassar a síndrome dos escravos do trabalho, livrar-me dos formigões que são o poder distorcido. Governam as formiguinhas, saqueiam todas as suas oportunidades de expressão e impedem que criem asas e conquistem a sua alforria. Os formigões também são prisioneiros da matéria. A mistura de ira, inveja e avareza impede-os de evoluir, tornando-os sanguessugas das possibilidades alheias. Usam as habilidades humanas a serviço da miséria e seu poder atrasa a evolução da humanidade.

Tudo isso me fez lembrar, também, da luta das mulheres por seus direitos. Mais independência... Agora, também saímos para matar um leão por dia – “no mundo dos homens...” Assim, resolvi continuar em frente, percorrendo o labirinto com o meu gigantesco talo de grama nas costas e, na mente, a frase do poeta Pessoa: “percorrer o labirinto é sempre uma arte de aprender a morrer, para renascer na paisagem seguinte. Na última curva, um sorriso há de nos abraçar...”. (Adaptação do texto “As mulheres modernas” de Heloísa Seixas e “Trilhos e trilhas” de Roberto Crema).

Decidindo continuar em frente, encontrei bons amigos. Não foi uma luta solitária, como a da formiguinha...

*“Abençoados os que possuem amigos, os que os têm sem pedir.
Porque amigo não se pede, não se compra, nem se vende.
Amigo a gente sente!*

*Benditos os que sofrem por amigos, os que falam com olhar.
Porque amigo não se cala, não se questiona, nem se rende.
Amigo a gente entende!*

*Benditos os que guardam amigos, os que entregam o ombro pra chorar.
Porque amigo sofre e chora.
Amigo não tem hora pra consolar!*

*Benditos sejam os amigos que acreditam na tua verdade ou te apontam a realidade.
Porque amigo é a direção.
Amigo é a base quando falta o chão!*

*Bendito sejam todos os amigos de raízes, verdadeiros.
Porque amigos são herdeiros da real sagacidade.
Ter amigos é a melhor cumplicidade!”*

(Bons amigos, Machado de Assis).

Entretanto, apesar de encontrar amigos, diante do caminho incerto, das pedras... (Ironia! O tema da minha tese envolvia justamente elas, as pedras que foram usadas durante anos nas construções antigas em alvenaria, a evolução tecnológica, as suas consequências, as patologias... “Dores do crescimento!”... Espiral da evolução...). Ainda me perguntava por que tantos “sacrifícios”, renúncias... Por que questionava? Como li em um texto, porque “poucas coisas são tão pesadas quanto as palavras e emoções que carregamos dentro de nós. São coisas que não podemos colocar no chão para descansar um pouco e pegar depois, com forças renovadas. Elas nos seguem e, por que não dizer, perseguem-nos?”

Nesta busca por respostas, encontrei várias, mas uma despertou a minha atenção:

“... um problema da nossa sociedade atual é que temos uma atitude diante da educação como se ela existisse apenas para tornar as pessoas mais inteligentes, para torná-las mais criativas. Muito embora a nossa sociedade não dê ênfase a esse aspecto, a aplicação mais valiosa do conhecimento e da instrução é a de nos ajudar a entender a importância da dedicação a atos mais salutares e da implantação da disciplina na nossa mente. A utilização correta da nossa inteligência e conhecimento consiste em provocar mudanças de dentro para fora, para desenvolver um bom coração” (A arte da felicidade, Dalai Lama).

Dedico este trabalho às riquezas que habitam o meu coração, belezas resplandecentes de meus jardins secretos: meus queridos pais, João e Helena; minhas irmãs (Ellen (Dié), Elane (Mãeninha), Heloísa (Helô) e Elizângela (Li)); ao meu GRANDE amigo Luly Rodrigues.

Estrelas, rosas da minha vida, sorrisos que me abraçam em cada curva do labirinto, que me “fazem renascer na paisagem seguinte”.

*“Há pessoas que choram por saber que as rosas têm espinhos.
Há outras que sorriem por saber que os espinhos têm rosas!”*

(Machado de Assis)

Agradecimentos

Agradeço em primeiro lugar a Jesus Cristo, filho de Deus. Graças à sua intercessão junto ao Pai, encontrei neste caminho bons amigos, aos quais agradeço em seguida. Amigos que me fizeram ver rosas onde havia espinhos ou mostraram que, às vezes, era apenas a minha imaginação (antigos fantasmas).

Ao meu orientador, Professor Dr. Roberto Márcio da Silva, pela orientação, empenho e incentivos nos momentos necessários.

Ao meu coorientador, Professor Dr. Paulo Lourenço, que apesar da distância e do pouco tempo disponível para dedicar-se a esta pesquisa, orientou-me de acordo com a sua disponibilidade.

Ao Professor Dr. Edgar Carrasco, pelas diversas orientações, durante a realização dos testes experimentais e esclarecimentos que simplificaram as análises. Mesmo com tantos orientandos, ainda se mostrou disponível para me auxiliar.

Ao Professor Dr. Francisco Carlos Rodrigues, que me auxiliou na instrumentação de alguns testes experimentais, caso contrário, não teriam iniciado. Consequentemente, não haveria pesquisa. Professor, graças à sua competência, foi possível realizar os testes nas mini-paredes deste trabalho.

Ao Professor Dr. Ricardo Hallal Fakury, que várias vezes cedeu alguns minutos de sua atenção para auxiliar-me perante as dificuldades e ouvir as minhas aflições diante dos obstáculos e as suas consequências emocionais. Às vezes, ter alguém para nos ouvir é a mera condição para nos encorajar a seguir em frente. Muito obrigada, Prof. Fakury.

Às queridas secretárias do curso de Pós-Graduação e do Departamento de Engenharia de Estruturas: Inês, Patrícia, Iracema e Luciola. Muito obrigada pelas constantes ajudas e por estarem sempre disponíveis para contribuir no que lhes competia.

Ao Eliezer (administrador do Laboratório de Mecânica Computacional,) pelo apoio, amizade e contribuições desde o mestrado. Obrigada por estar sempre disponível para me auxiliar e ouvir. Poucas pessoas são capazes de acolher, é preciso sabedoria.

À Cerâmica Braúnas pela doação de parte dos blocos cerâmicos.

À Precon S. A., pela doação da argamassa industrializada.

À Belgo Bekaert Arames, principalmente ao Mr. Pol Tipermman, Sr. Gelmo Chiari Costa e Sr. Alberto Menache pelo incentivo / bolsa para a realização da análise numérica na Universidade do Minho em Portugal e pela doação da armadura de junta Murfor.

Aos colegas do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, Paulo, Eduardo, Fernanda, Daniela, Eliene e Carla pelo convívio e amizade durante todo esse período.

Aos amigos Pedro, Su, Miha, Gláucia, Rafael, Ava, Heryka, Fernando, Heriberto, pelo convívio, amizade e experiência conjunta em Portugal.

Aos técnicos do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas Erick e Geraldo, grandes colaboradores e incentivadores e ao Frederico (técnico do CPAM³). Foram muitos ensaios, horas de trabalho e de muita conversa também. Como lhes disse, meus amigos: “não fazemos nada sozinhos. Agimos com a somatória das vibrações de nossos amigos, daqueles que compartilham das nossas ideias”. Obrigada pelo convívio, amizade e profissionalismo.

Ao meu amigo Pedro Medeiros, pela valiosa ajuda no estudo numérico, por ter me orientado, pela amizade e pelo convívio durante o período em que estive em Portugal. Considero-o como meu coorientador das análises numéricas. Explico: orientador dos estudos numéricos Dr. Paulo Lourenço e co-orientador, desta mesma fase, Pedro Medeiros. Meus sinceros agradecimentos, Pedrinho!!! Você mostrou que podemos ajudar o outro, mesmo quando temos pouco tempo disponível ou quando a distância não nos favorece e, o mais importante, sem querer nada em troca. Você me ajudou a entender a importância da dedicação a atos mais salutarés..

Aos meus professores, colegas de trabalho e, principalmente, bons amigos da FEA-FUMEC: à Professora Ângela Drumond (sempre presente até mesmo quando a distância era de um oceano. Em alguns momentos, não temos noção de como pequenos atos são necessários e indispensáveis ao nosso equilíbrio vital. Muito obrigada pela sua constante presença); ao Professor Fernando Antônio Lopes Reis (“Gente fina!” Coração enorme! Sem a sua contribuição e empenho para auxiliar-me, nos momentos em que solicitei talvez, não seria possível seguir em frente. Graças à sua ajuda não precisei enfrentar mais um “talvez”, mais um caminho incerto. Muito obrigada!); às minhas queridas amigas, professoras Valéria Cunha e Paula Balabram (para vocês, amigas, deixo uma frase do Vinicius de Moraes: “se alguma coisa me consome e me envelhece é que a roda furiosa da vida não permite ter

sempre ao meu lado, andando comigo, falando comigo, todos os meus amigos e, principalmente, aqueles que fazem parte do mundo que eu, tremulamente, tento construir”); ao Professor Antônio Carlos Viana e ao Professor Antônio Carlos Rabelo, pela contribuição em algumas fases desta pesquisa, fundamentais para continuá-la. A todos os professores do Núcleo de Matemática e Física, demais professores e diretores da FEA, pelas vibrações positivas.

*Ao Professor Otávio Luiz do Nascimento (da FEA-FUMEC), pela colaboração e por me ajudar a encontrar portas para “sair do labirinto”. **Aprendemos que nossas experiências, nosso conhecimento, mesmo que sejam incompreendidos por uma multidão, podem ser úteis no serviço do próximo.** Meus sinceros agradecimentos.*

Ao Professor Paulo Donizetti Fiúza (da FEA-FUMEC), pela contribuição, pela dedicação ao auxiliar-me na aquisição de materiais e mão de obra para realização dos ensaios. Obrigada pelo interesse em enriquecer a pesquisa, pela educação e boa vontade que sempre me recebeu. Por proporcionar, com o seu conhecimento técnico e profissional, benefícios para o estudo experimental deste trabalho. Consequentemente, se tornou indispensável para o término da pesquisa. Não há palavras suficientes para lhe agradecer, há o meu reconhecimento.

Ao Denílson Braga pela amizade e por se preocupar com o meu crescimento e evolução espiritual. Meu ex-aluno que se tornou um anjo da guarda. “Surge sempre que a sombra da descrença, da tristeza, sobre minha alma desce e acende a luz da esperança”.

À Eliene, pelo convívio, amizade e ajuda durante todas as fases deste trabalho. Grande amiga que tive a oportunidade de conhecer há anos. Pelas circunstâncias da vida, pude reconhecer a sua amizade durante o doutorado. Amiga, obrigada, porque para você posso plantar palavras e colher alívio.

*Ao meu amigo Marco, pelo incentivo em várias etapas da minha vida, por ter me ensinado que só os fortes são capazes de reconhecer suas fraquezas. Ao reconhecê-las, desenvolvemos a capacidade de lidar com as nossas emoções que “corroem o ser como uma doença incurável”. **Alguns amigos só desconfiam, ou nunca vão saber o quanto foram necessários na nossa existência.***

Ao Luly Rodrigues, meu professor, mestre da minha vida, grande amigo que acompanha meus passos e tropeços. Sem “pré-conceitos”, sem julgamentos ou testes naturais dos seres humanos “comuns”, acreditou e teve coragem de apostar em uma menina num período a que

poucos dariam credibilidade. Com ele aprendi o que é um grande amigo: “é aquele capaz de nos receber com maturidade, sem julgamento. Pessoa que nos faz crescer, para quem as nossas portas podem ser abertas, deixar sair o ar fechado, entrar o sol e as palavras poderão fluir, até que nos sintamos mais leves”. Muito obrigada, meu GRANDE amigo.

Aos meus pais, João e Helena, às minhas queridas irmãs, amigas, companheiras Ellen, Elane, Heloísa, Elizângela (meu saquinho de ossos) e Zuzu (minha maninha do coração) que me apoiaram, incentivaram e fortaleceram durante esta caminhada, cada um à sua maneira. Juntos, todos me completam. Obrigada porque posso tê-los ao meu lado, andando comigo, falando comigo, fornecendo bases morais para desenvolver os meus projetos de vida, sempre com um sorriso que me abraça até nos momentos de fracasso, lembrando que tudo isto faz parte da vida, das nossas escolhas.

Aos meus cunhados Wagno (Cazuza, meu Michê, te amo! – “Meu saquinho de ossos, não sinta ciúmes”), Nélio (Magrelo) e Alexandre (o Li da Dié,) pela constante companhia. Cada um, conforme os seus princípios e jeito de ser, contribui para o meu crescimento e para manter a união familiar, algo extremamente importante, que me fortalece a cada segundo.

Aos meus sobrinhos, João Victor, Heloísa Helena e Isaura Helena por representarem a alegria, os sonhos realizados, a brandura e o incentivo para seguir em frente. Pequeninos, mas capazes de provocar explosões de alegria.

Ao meu amigo, sobrinho do coração, Magno Wagno, pelo convívio durante seis preciosos anos da minha vida. Obrigada pelos momentos felizes, por passar dias ao meu lado, enquanto eu trabalhava ou estudava, à espera dos minutos que seriam dedicados às brincadeiras, minutos que se transformaram em horas, dias e seis anos de aprendizado e ensinamentos. Lembro-me de você todos os dias. Saudades...

Finalmente, todavia não menos importantes, agradeço às minhas amigas Stefane e Carla, que reencontrei no final desta caminhada, relembro fases alegres, difíceis, momentos que vivemos juntas. O reencontro marcou o fim e o início de uma nova jornada da vida, novos caminhos, mais maturidade. Além de marcar as fases da vida, este reencontro mostrou que cada pessoa nos é apresentada no momento certo e reaparece quando mais precisamos – presentes de Deus, do Mestre da Vida, que não permite que façamos uma caminhada solitária e, no final, mostra que os bons amigos são maiores do que o “gigantesco talo de grama” que imaginamos carregar nas costas.

“A travessia do labirinto é uma via de auto-recordação e de desvelamento dos talentos que nos foram confiados, na justa proporção da realização plena de nossas promessas originais. Na medida em que nos lembramos de nós mesmos, de um juramento que viemos honrar, o Mistério conspira a nosso favor. Trata-se de ascender de uma existência traída e esquecida, para uma existência conquistada e ofertada” (Roberto Crema).

Resumo

OLIVEIRA, Edna Alves. *Estudo numérico e experimental de paredes de alvenaria não estruturais reforçadas com armadura de junta submetidas à flexão no seu plano*. Belo Horizonte, 2009. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento de paredes de alvenaria não estruturais reforçadas com armaduras nas juntas horizontais de assentamento. A pesquisa envolve análises experimentais, numéricas e paramétricas. No programa experimental, pequenas paredes de blocos cerâmicos de vedação foram submetidas ao esforço de flexão no seu plano. As pequenas paredes de blocos cerâmicos (denominadas, neste estudo, como mini-paredes) foram analisadas em duas situações: sem armadura (para referência) e reforçadas com armadura de junta. Durante os ensaios, foram medidas as flechas no meio do vão, o grau de fissuração e as deformações nas armaduras a fim de avaliar a melhora de desempenho estrutural com o reforço proposto. A fim de extrapolar os resultados para casos particulares e analisar alguns pontos singulares das paredes em escala real, foram realizadas simulações numéricas para aferir os valores obtidos pela via experimental. Na análise numérica utilizou-se o programa computacional DIANA (versão 9.1) que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF), como estratégia para modelar a alvenaria utilizou-se a macromodelagem. Além disso, realizou-se um estudo paramétrico a fim de verificar a influência de algumas propriedades no comportamento da alvenaria de vedação reforçada com armadura de junta. Com os resultados destes estudos (experimentais, numéricos e paramétricos), tornou-se possível realizar uma análise de um método simplificado de cálculo utilizado para definir a taxa de armadura e a sua distribuição ao longo de paredes de alvenaria não estruturais submetidas à flexão em seu plano – esforço decorrente da deformação excessiva dos elementos estruturais. A partir dos resultados de todas as análises, observou-se que os modelos reforçados com armadura de junta apresentaram aumento da carga de início de fissuração, melhor comportamento em serviço, maior capacidade resistente e maior flecha na ruptura.

Palavras-chave: alvenaria não estrutural, flexão no plano, reforço com armadura de junta, análise experimental e numérica, método simplificado de cálculo.

Abstract

OLIVEIRA, Edna Alves. *Numeric and experimental study of non structural masonry walls with bed joint reinforcement submitted to flexion in its plan*. Belo Horizonte, 2009. Thesis (PhD) – School of Engineering at Federal University of Minas Gerais.

This work study the behavior of non structural masonry walls with bed joint reinforcement. The work involves an experimental program with small non structural masonry walls submitted to the flexion effort in its plan and constructed with ceramic blocks. The small walls of ceramic blocks (denominated, in this study, as mini-walls) they were analyzed in two situations: without bed joint reinforcement (for reference) and with bed joint reinforcement. During researchs, the arrows were measured in the middle of the mini-walls, cracking degree and the armors' deformations in order to evaluate the improvement of the structural acting with the proposed reinforcement. Parallel to that, the values obtained by experimental tests were analyzed numerically, in the way of being extrapolated the results for private cases and analyzed some singular points of the masonry walls in real scale. For the accomplishment of this numeric analysis the computacional program DIANA was used (version 9.1) that uses Finite Element Method (FEM) and as strategy was used the micromodelling. Besides that it was realized a parametric study in order to verify the influence of some properties in the behavior of the masonry walls of sealing with bed joint reinforcement. With the results of these studies (experimental, numeric and parametric), it became possible to realize an analysis of simplified methods of calculus used to define the rate of the bed and its distribution along the non structural masonry walls when submitted to flexion in its plan - that effort is due to the excessive deformation of the structural elements. From the results, it was observed that the models reinforce with bed joint reinforcement showed an increase in load of initiation of cracking, the best behavior in service, greater load carrying capacity and greater deflection at break.

Keywords: non structural masonry , flexion in plan, bed joint reinforcement, experimental and numeric analysis, simplified methods of calculus.

RESUMO.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.LISTA DE	
FIGURAS.....	xix
LISTA DE TABELAS.....	xxxiii
LISTA DE QUADROS.....	xxxv
LISTA DE GRÁFICOS.....	xxxvi
CAPÍTULO 1.....	39
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	39
1.2 JUSTIFICATIVA.....	40
1.3 OBJETIVO.....	50
1.3.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	50
1.4 ESTRUTURA DE APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	51
CAPÍTULO 2	54
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	54
2.2 FISSURAS NAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO: CAUSAS E PREVENÇÃO.....	56
2.3 DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA MECÂNICA.....	64
2.4 ESTRATÉGIAS PARA REABILITAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA FISSURADAS E CASOS DE OBRA.....	66
2.5 RESULTADOS DE ENSAIOS COM TELAS DE AÇO, ARMADURAS E COMPÓSITOS DE FIBRAS.....	71
2.6 ASPECTOS IMPORTANTES DOS ESTUDOS APRESENTADOS.....	91
2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	93

CAPÍTULO 3	94
3.1 INTRODUÇÃO	94
3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DOS CONSTITUINTES DAS MINI-PAREDES DE ALVENARIA	95
3.2.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DOS BLOCOS	97
3.2.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DA ARGAMASSA	101
3.2.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO GRAUTE	102
3.2.4 CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA	104
3.2.5 CONSIDERAÇÕES QUANTO AOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA	109
3.3 DESCRIÇÃO DOS MODELOS	110
3.4 SISTEMA DE ENSAIO	111
3.5 METODOLOGIA DE ENSAIO E DETALHES CONSTRUTIVOS	113
3.6 ENSAIO À FLEXÃO VERTICAL EM MINI-PAREDES COM 280 CM DE COMPRIMENTO	116
3.6.1 EQUIPAMENTOS	116
3.6.2 RESULTADOS	118
(A) SÉRIE 1 (GRUPO DE MINI-PAREDES SEM ARMADURA)	119
3.7 ENSAIO À FLEXÃO VERTICAL EM MINI-PAREDES COM 400 CM DE COMPRIMENTO	134
3.7.1 EQUIPAMENTOS	134
3.7.2 RESULTADOS	135
(A) SÉRIE 1 (GRUPO DE MINI-PAREDES SEM ARMADURA)	135
(B) SÉRIE 2 (GRUPO DE MINI-PAREDES COM ARMADURA IMERSAS EM TODAS AS JUNTAS HORIZONTAIS)	139
HORIZONTAIS)	139
HORIZONTAIS)	146
3.8 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS EM CADA MODELO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	150
CAPÍTULO 4	154
4.1 INTRODUÇÃO	154
4.2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS SOBRE A MODELAGEM DA ALVENARIA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	155

4.2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	155
4.2.2	ANÁLISE NÃO LINEAR (UMA BREVE ABORDAGEM).....	159
4.2.3	ASPECTOS RELATIVOS À SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA.....	164
4.3	MODELOS ANALISADOS	168
4.3.1	MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA.....	169
4.3.2	MODELO CONSTITUTIVO	171
4.3.3	RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA	174
4.3.3.1	MODELO 1 (MINI PAREDE SEM ARMADURA)	174
4.3.3.2	MODELO 2 (MINI PAREDE COM ARMADURA A CADA DUAS JUNTAS HORIZONTAIS).....	181
4.3.3.3	MODELO 3 (MINI PAREDE COM ARMADURA IMERSA EM TODAS AS JUNTAS HORIZONTAIS).....	190
4.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS OBTIDOS EM CADA MODELO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	198
CAPÍTULO 5.....		201
5.1	INTRODUÇÃO	201
5.2	MODELOS ANALISADOS	202
5.2.1	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO MODELO PÓRTICO / ALVENARIA.....	206
5.2.2	MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA.....	207
5.2.3	MODELOS CONSTITUTIVOS	209
5.3	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS NOS PAINÉIS COM 6,0 M DE COMPRIMENTO.....	218
5.4	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS NOS PAINÉIS COM 7,0 M DE COMPRIMENTO.....	228
5.5	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO ALTURA / COMPRIMENTO (H/L).....	232
5.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	234
CAPÍTULO 6.....		235
6.1	INTRODUÇÃO	235
6.2	MODELOS ANALISADOS.....	236
6.3	MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO (EUROCODE 6).....	237

6.3.1	CASOS RECENTES DE APLICAÇÃO DO MÉTODO SIMPLIFICADO.....	238
6.4	MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DE ACORDO COM AS PROPRIEDADES, CARACTERÍSTICAS DAS ALVENARIAS UTILIZADAS NO BRASIL E ESPECIFICAÇÕES DO PROJETO DE NORMA (CB-CB-02 /ABNT).....	242
6.4.1	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO.....	247
6.4.1.1	PAINEL DE ALVENARIA SEM FUNÇÃO ESTRUTURAL COM DIMENSÕES 600 CM (L) X 280 CM (H) X 14 CM (T).....	247
6.4.1.2	ESTUDO COMPARATIVO ATRAVÉS DE SIMULAÇÕES NUMÉRICAS (PAINEL COM 600 CM DE COMPRIMENTO).....	254
6.4.1.3	PAINEL DE ALVENARIA SEM FUNÇÃO ESTRUTURAL COM DIMENSÕES 700 CM (L) X 400 CM (H) X 14 CM (T).....	263
6.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	271
	CAPÍTULO 7.....	272
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	272
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	278
	CAPÍTULO 8.....	280
	CAPÍTULO 9.....	290

Lista de figuras

- FIGURA 1.1 Fissuras em alvenaria de vedação com presença de aberturas devidas à excessiva deformabilidade de vigas e lajes (adaptada de Pfeffermann, 1975). 4
- FIGURA 1.2 Deformação da viga superior igual à da viga inferior, porém, maior que a alvenaria suporta – a parede é solicitada predominantemente ao cisalhamento (adaptada de Pfeffermann, 1968). 5
- FIGURA 1.3 Flecha da viga inferior é maior que a da viga superior – a abertura de fissuras desse tipo é grande, geralmente ultrapassa 1 mm (adaptada de Pfeffermann, 1968). 5
- FIGURA 1.4 Flecha da viga inferior é menor que a da viga superior – a parede se comporta como uma viga solicitada à flexão, situação para a qual não foi concebida (adaptada de Pfeffermann, 1968). 5
- FIGURA 1.5 Exemplos de patologias em alvenarias: (a) e (b) umidade; (c) fissuração; (d) esmagamento (SILVA, 2002). 6
- FIGURA 1.6 Problemas patológicos mais comuns identificados em paredes de alvenaria em edificações da Bélgica, que se admite sejam semelhantes aos observados na globalidade dos países em desenvolvimento (REYGAERTS et al., 1978) 7
- FIGURA 1.7 Principais causas das fissuras apresentadas por Reygaerts et al. em paredes de alvenaria em edificações da Bélgica, que se admite seja semelhante à observada na globalidade dos países em desenvolvimento (REYGAERTS et al., 1978) 7
- FIGURA 1.8 Novo estádio do Sporting Clube de Portugal: (a) aspecto geral do estádio e das paredes; (b) execução de uma junta com armadura; (c) aspecto dos ganchos de suporte das vergas; (d) aspecto final das paredes das instalações sanitárias (LOURENÇO, 2002). 9
- FIGURA 1.9 Exemplos: (a) de dois tipos de armaduras de junta para alvenaria; (b) de aplicação da armadura de junta em paredes simples e paredes duplas (PEREIRA, 2005). 10

FIGURA 1.10 Paredes de alvenaria sem função estrutural: (a) fenômeno de fissuração associado à deformação dos elementos estruturais em decorrência da elevada rigidez da alvenaria para flexão em seu plano; (b) solução para evitar anomalias através da imersão de armaduras de junta na argamassa de assentamento dos blocos, para a qual é necessário calcular a quantidade de armadura (adaptada de Lourenço, 2002). 10

FIGURA 2.1 Ações sobre as paredes de alvenaria de vedação resultantes da deformação excessiva do suporte (PEREIRA, 2005). 18

FIGURA 2.2 Aspecto de uma parede interna de um edifício cujo deslocamento da laje levou a parede à ruptura provocando esmagamento das juntas de argamassa e blocos (MEDEIROS, 1999). 19

FIGURA 2.3 Detalhe de ruptura das fiadas inferiores de uma parede de vedação que denota o surgimento do efeito arco (MEDEIROS, 1999). 21

FIGURA 2.4 Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos (adaptada de Barbosa, 2000). 21

FIGURA 2.5 Tensões verticais de tração na interface parede-viga (adaptada de Barbosa, 2000). 22

FIGURA 2.6 Distribuição de tensões no sistema parede / viga (adaptada de Pereira, 2005). 22

FIGURA 2.6 Detalhes de ligação das alvenarias com viga ou laje muito deformável: (1) moldura de gesso; (2) material deformável (3) selante flexível; (4) gancho de aço $\varnothing 5$ ou 6 mm (THOMAZ, 2000). 23

FIGURA 2.7 Ligações entre alvenarias e pilares, recomendadas para estruturas flexíveis: (a) pilar revestido com tijolos cerâmicos; (b) junta aparente na borda do pilar; (c) junta encaixada no pilar; (d) junta aparente no corpo do pilar; (e) mata-juntas fixadas nos pilares; (f) cantoneira fixada no pilar (THOMAZ, 2000). 23

FIGURA 2.8 Exemplos de dispositivos de desvinculação entre as paredes e a estrutura: (a) sistema flexível (juntas elásticas no topo e nas laterais entre a parede e os elementos estruturais, há apenas uma ligação rígida (na base)); (b) junta elástica entre a alvenaria e a face inferior da laje (SILVA, 2002). 24

FIGURA 2.9 (a) Sistema semi-rígido de ligação parede / estrutura e; (b) detalhes de 25

ligadores entre pilar e alvenaria (adaptada de NASCIMENTO, 2004 e PEREIRA, 2005).

FIGURA 2.10 Esquema de recuperação de fissuras “em ponte” (SILVA, 2002). 29

FIGURA 2.11 Execução em obra de recuperação de fissuras “em ponte” (SILVA, 2002). 30

FIGURA 2.12 Exemplo de reconstrução de alvenaria com armadura nas juntas de assentamento (SILVA, J.A. & CARVALHAL, M. J., 2003). 31

FIGURA 2.13 Aspectos de obra – principais técnicas de reabilitação adotadas em um edifício de quatro andares / Portugal (SILVA, 2002). 32

FIGURA 2.14 Aplicação do revestimento nos painéis – extraída de Kahn, L. F. (1984) 33

FIGURA 2.15 Reforços utilizados nas paredes – adaptada de Jaborov et al. (1985) 34

FIGURA 2.16 Esquema de ensaio de compressão diagonal – Reinhorn apud Oliveira (2001). 35

FIGURA 2.17 Modelos ensaiados – (a) parede não revestida (b) parede revestida com argamassa de revestimento e telas fixadas por arames espaçados de 20,32 cm – Oliveira (2001). 36

FIGURA 2.18 Modelos ensaiados e configurações de fissuras – (a) modelo sem revestimento (b) modelo reabilitado – extraídas de Alcocer, S. M. et al. (1996)

FIGURA 2.19 Exemplo de aplicação dos compósitos de fibras – extraídas de Ehsani & Saadatmanesh (1996) 37

FIGURA 2.20 Ensaio realizados: (a) compressão axial; (b) compressão diagonal; (c) flexão – adaptada de Oliveira (2001). 38

Figura 2.21 Características dos painéis de 70x70 cm e posição das fibras: (a) e (b) painéis sem reforço, para controle; (c) painel reforçado com 2 lâminas de compósitos de fibra na horizontal; (d) e (e) compósito de fibra na vertical, distância horizontal entre as fibras 33 e 23 cm, respectivamente; (f) painel reforçado com 1 lâmina – adaptada de Bastidas et al.(2003). 39

FIGURA 2.22 Características dos painéis de 120x120 cm e posição das fibras: (a) painel sem reforço; (b) e (c) painéis reforçados com 2 lâminas de compósitos de fibra na diagonal; (d) curva tensão de cisalhamento x deformação (Legenda: *URM walls* – 40

painéis sem reforço, *Strengthened walls* – painéis reforçados) – adaptada de Bastidas et al. (2003).

FIGURA 2.23 Parede em escala real reforçada, externamente, com lâminas de compósitos de fibra na diagonal – extraída de Bastidas et al. (2003) 40

FIGURA 2.24 Dimensões do pórtico de concreto – extraída de Tumialan et al. (2003) 42

FIGURA 2.25 Reforço estrutural (amostras IM2 e IM3): (a) aplicação da cola à base de epóxi; (b) Instalação das barras com $\varnothing 6.25$ mm – extraída de TUMIALAN et al. (2003) 43

FIGURA 2.26 Resultados dos ensaios: (a) rigidez lateral x fase de deslocamento; (b) acúmulo de fissuras diagonais x fase de deslocamento – Tumialan et al. (2003) 43

FIGURA 2.27 Vista da torre de St. Giustina (Pádua, Itália) e configuração das fissuras – Valluzzi et al. (2004) 45

FIGURA 2.28 Características geométricas dos painéis e “layout” do reforço – adaptada de Valluzzi et al. (2004) 45

FIGURA 2.29 Reforço das juntas de assentamento: (a) detalhes do reforço das juntas; (b) seção transversal dos painéis; (c) painel reforçado – adaptada de Valluzzi et al. (2004) 46

FIGURA 2.30 Tensões principais em um quarto de painel: (a) original (b) reforçado – (VALLUZZI et al. (2004)) 47

FIGURA 2.31 Exemplo de reforço de estruturas de alvenaria danificadas através da inserção de armaduras nas juntas – fases de intervenção: (a) corte da junta; (b) localização das barras; (c) vista das juntas reforçadas; (d) fase final – (VALLUZZI et al. (2004)). 48

FIGURA 2.32 Geometria e forma dos blocos utilizados nos dois sistemas construtivos em alvenaria armada de blocos de concreto: (a) blocos de duas células; (b) blocos de duas células – (GOUVEIA, HAACH et al., 2007). 48

FIGURA 2.33 Sistemas construtivos: (a) bloco de duas células (CS1); (b) bloco de três células (CS2) – (GOUVEIA, HAACH et al., 2007). 49

FIGURA 2.34 Esquematização tridimensional do sistema construtivo de blocos de três células (GOUVEIA, HAACH et al., 2007). 49

FIGURA 2.35 Geometria e instrumentação das paredes para ensaio de compressão uniaxial (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).	50
FIGURA 2.36 Esquema dos ensaios de paredes de alvenaria submetidas à ação combinada de ações verticais e horizontais: (a) Projeto Sinales; (b) Projeto Diswall (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).	51
FIGURA 2.37 Instrumentação típica de paredes de alvenaria submetidas à ação combinada de ações verticais e horizontais: (a) Projeto Sinales; (b) Projeto Diswall (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).	51
FIGURA 2.38 Deformação na direção y de uma parede submetida à compressão: a argamassa das juntas horizontais deforma-se mais do que os blocos e até mesmo do que a argamassa das juntas verticais – adaptada de Oliveira (2001).	54
FIGURA 2.39 Distribuição das tensões em uma parede submetida à compressão: (a) distribuição das tensões σ_x ; (b) distribuição das tensões σ_z ; (OLIVEIRA, F.L. (2001)).	54
FIGURA 2.40 Esquemas representativos dos tipos de reforço com armaduras para paredes de alvenaria (GOUVEIA, J. M. (2007)).	55
FIGURA 3.1 Detalhes do bloco e da armadura utilizados na construção das mini paredes (dimensões em mm): (a) características geométricas do bloco cerâmico furado de vedação; (b) dimensões da armadura em treliça de aço galvanizado – armadura Murfor (RND-Z. 4/50).	58
FIGURA 3.2 Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão dos blocos cerâmicos – ressaltando a posição dos furos.	61
FIGURA 3.3 Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão dos blocos cerâmicos – ressaltando a posição dos furos.	64
FIGURA 3.4 Ensaio não destrutivo para determinação do módulo de deformação longitudinal do graute.	65
FIGURA 3.5 Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão dos prismas – ressaltando a posição dos furos.	66
FIGURA 3.6 Modo de ruptura dos prismas.	67
FIGURA 3.7 Esquema de instrumentação das mini-paredes para determinação da	68

resistência à compressão simples e o módulo de deformação longitudinal.

- FIGURA 3.8 Identificação das mini-paredes com armadura para o ensaio de compressão uniaxial. **69**
- FIGURA 3.9 Modo de ruptura das mini-paredes durante o ensaio de compressão uniaxial: (a) fissuração dos septos; (b) esmagamento por compressão da última fiada (região de aplicação do carregamento). **70**
- FIGURA 3.10 Modelos das mini-paredes ensaiadas: (a) Série 1 – sem armadura, (b) Série 2 – armadura imersa na argamassa a cada duas juntas horizontais, (c) Série 3 – armadura em todas as juntas horizontais. **72**
- FIGURA 3.11 Deformação das vigas: flecha da viga inferior menor do que da viga superior – a parede se comporta como uma viga solicitada à flexão (adaptada de Pffermann, 1968). **73**
- FIGURA 3.12 Esquema simplificado dos ensaios à flexão e suas respectivas distribuições de momentos fletores: (a) ensaio à flexão em três pontos, (b) ensaio à flexão em quatro pontos. **74**
- FIGURA 3.13 Dimensões e esquema de ensaio das mini-paredes com 280 cm de comprimento (medidas em centímetros) – ensaio à flexão vertical em quatro pontos. **74**
- FIGURA 3.14 Dimensões e esquema de ensaio das mini-paredes com 400 cm de comprimento (medidas em centímetros) – ensaio à flexão em três pontos. **75**
- FIGURA 3.15 Detalhes construtivos: utilização de isopor para assentar os blocos centrais, blocos de apoio e nos pontos de aplicação da carga preenchidos com graute. **75**
- FIGURA 3.16 Detalhe do assentamento dos blocos centrais com isopor para posterior remoção. **76**
- FIGURA 3.17 Blocos centrais e de apoio preenchidos com graute. **76**
- FIGURA 3.18 Detalhe em planta do trespasseamento da armadura – medida em milímetros (adaptada do Manual técnico de utilização de Murfor em alvenaria (Nascimento, 2007). **77**
- FIGURA 3.19 Retirada dos blocos centrais e instalação de um macaco hidráulico. **77**
- FIGURA 3.21 Esquema geral da instrumentação. 80**
- FIGURA 3.22 Esquema de ensaio à flexão em quatro pontos e séries das mini-paredes 81**

com 280 cm de comprimento submetidas à este modelo de ensaio: (a) Série 1 – mini paredes sem armadura; (b) Série 3 – mini-paredes com armadura em todas as juntas horizontais.

- FIGURA 3.23** Processo de evolução das fissuras na mini-parede 1 da série 1 e alguns detalhes apresentados na figura 3.24. 82
- FIGURA 3.24** Modo de ruptura da mini-parede 1 da série 1: (a) rebaixamento do bloco no ponto de aplicação da carga; (b) fendas na argamassa; (c) e (d) ruptura dos blocos próximos aos apoios. 82
- FIGURA 3.25** Esquema geral do carregamento da mini-parede 2 da série 1 (ensaio de flexão em três pontos) – medidas em centímetros. 83
- FIGURA 3.26** Processo de evolução das fissuras da mini-parede 2 da Série 1 . 84
- FIGURA 3.27** Modo de ruptura e detalhe da espessura das fissuras da mini-parede 2 da Série 1 . 84
- FIGURA 3.28** Detalhes da ruína da mini-parede 1 da Série 1. 86
- FIGURA 3.29** Evolução das fissuras e modo de ruptura da mini-parede 1 da Série 3. 88
- FIGURA 3.30** Evolução das fissuras e modo de ruptura da mini-parede 2 da Série 3 em ambas as faces. 89
- FIGURA 3.31** Detalhes das fissuras em cada etapa de aplicação da carga na mini parede 2 da Série 3: (a) primeiras fissuras; (b) evolução das fissuras; (c) espessura das fissuras próxima à carga de ruptura; (d) rebaixamento e ruptura dos blocos após recarga. 90
- FIGURA 3.32** Esquema geral da instrumentação das mini-paredes da Série 2 (armaduras instrumentadas com extensômetros elétricos). 97
- FIGURA 3.33** Modo de ruptura da mini-parede 1 da Série 1. 98
- FIGURA 3.34** Detalhes das fissuras da mini-parede 2 da Série 1. 98
- FIGURA 3.35** Modo de ruptura e detalhes das fissuras das mini-paredes da Série 2. 102
- FIGURA 3.36** Posição dos extensômetros no modelo reforçado com armadura de junta (Série 2). 105
- FIGURA 3.37** Modo de ruptura da mini-parede 1 e 2 da Série 3. 108
- FIGURA 3.38** Detalhes do destacamento da argamassa e da espessura das juntas. 111

- FIGURA 4.1 Estratégias típicas de modelagens numéricas para alvenaria: (a) trecho de uma estrutura em alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; (d) macromodelagem (LOURENÇO, 1996). 119
- FIGURA 4.2 Comportamento uniaxial dos materiais: (a) comportamento típico de um material plástico submetido à tração uniaxial (carga / descarga); (b) material elastoplástico perfeito; (c) material com deformação plástica e encruamento (endurecimento por deformação); (d) material com deformação plástica e amolecimento. 122
- FIGURA 4.3 Combinação de estimativas incrementais com iterações de Newton-Raphson (LOURENÇO, 1999). 123
- FIGURA 4.4 Representação do método do arco: solução (a) possível sem método do arco (o método iterativo representado é o Newton-Raphson) e (b) impossível sem método do arco (o método iterativo representado é o Newton-Raphson modificado) (LOURENÇO, 1999). 124
- FIGURA 4.5 Diferentes possibilidades para a modelagem da alvenaria em compressão (DIANA, 2005). 126
- FIGURA 4.6 Diferentes possibilidades para a modelagem da alvenaria à tração – Constante e linear (DIANA, 2005). 127
- FIGURA 4.7 Alvenaria em tração – comportamento pós-pico (DIANA, 2005). 127
- FIGURA 4.8 Modelo de comportamento da alvenaria: critério de falha combinado Von Mises – Rankine (LOURENÇO, 1996). 128
- FIGURA 4.9 Comportamento típico de materiais *quasi* frágeis sobre carregamento uniaxial e definição da energia de fratura: (a) carregamento de tração (f_t indica a resistência à tração); (b) carregamento compressivo (f_c indica a resistência à compressão) (LOURENÇO, 1996a). 129
- FIGURA 4.10 Modelos analisados numericamente: (a) Modelo 1 (MOD1 – mini parede sem armadura); (b) Modelo 2 (MOD2 – mini parede com armadura a cada duas juntas horizontais); (c) Modelo 3 (MOD3 – mini parede com armadura em todas as juntas horizontais). 131
- FIGURA 4.10 Elemento finito utilizado na análise numérica: (a) elemento finito quadrilátero isoparamétrico plano com oito nós para estado plano de tensões com 132

integração de Gauss (CQ16M); (b) características do elemento plano (DIANA, 2005).

FIGURA 4.11 Malhas de elementos finitos adotadas para discretização dos modelos analisados: (a) Modelo 1 – sem reforço; (b) Modelo 2 – com armadura a cada duas juntas horizontais; (c) Modelo 3 – com armadura em todas as juntas horizontais. 133

FIGURA 4.12 Carregamento e condições de contorno utilizadas nos modelos simulados numericamente. 133

FIGURA 4.13 Resultados da análise numérica do Modelo 1 para carga de 9,17 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valor da deformação principal máxima na primeira fissura (Unidades em Newton e milímetro). 137

FIGURA 4.14 Resultados da análise numérica do Modelo 1 para carga de 12,0 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro). 139

FIGURA 4.15 Resultados da análise numérica do Modelo 1 para carga de 17,0 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro). 141

FIGURA 4.16 Resultados da análise numérica do Modelo 2 para carga de 10,6 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valor da deformação principal máxima na primeira fissura (Unidades em Newton e milímetro). 145

FIGURA 4.17 Resultados da análise numérica do Modelo 2 para carga de 16,5 kN: (a) 147

curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

FIGURA 4.18 Resultados da análise numérica do Modelo 2 para carga de 28,4 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

149

FIGURA 4.19 Distribuição das tensões principais na armadura de junta do Modelo 2 em diferentes níveis de carga: (a) e (b) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 10,6 kN e flecha central de 0,20 mm correspondente à ocorrência da primeira fissura; (c) e (d) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 16,5 kN e flecha central de 0,35 mm; (e) e (f) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de ruptura 28,4 kN e flecha central de 1,65 mm (Unidades em Newton e milímetro).

150

FIGURA 4.20 Resultados da análise numérica do Modelo 3 para carga de 10,8 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valor da deformação principal máxima na primeira fissura (Unidades em Newton e milímetro).

154

FIGURA 4.21 Resultados da análise numérica do Modelo 3 para carga de 16,5 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

156

FIGURA 4.22 Resultados da análise numérica do Modelo 3 para carga de 28,9 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal

158

máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

FIGURA 4.23 Distribuição das tensões principais na armadura de junta do Modelo 3 em diferentes níveis de carga: (a) e (b) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 10,8 kN e flecha central de 0,20 mm correspondente à ocorrência da primeira fissura; (c) e (d) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 16,5 kN e flecha central de 0,30 mm; (e) e (f) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de ruptura 28,9 kN e flecha central de 1,5 mm (Unidades em Newton e milímetro). 159

FIGURA 5.1 Dimensões dos elementos estruturais e da parede de alvenaria de vedação com 14 cm de espessura – modelo pórtico / alvenaria utilizado no estudo paramétrico (dimensões em centímetros). 166

FIGURA 5.2 Carregamento e condições de contorno utilizados no modelo pórtico / alvenaria. 167

FIGURA 5.3 Modelos analisados no estudo paramétrico: (a) Modelo 1 (MOD1 – parede sem armadura); (b) Modelo 2 (MOD_REF – parede com armadura de junta a cada três fiadas, três consecutivas na base e duas consecutivas no topo). 168

FIGURA 5.4 Exemplo de uma das soluções tipo realizadas no novo Estádio da Luz (LOURENÇO, 2002). 169

FIGURA 5.5 Detalhamento simplificado da seção retangular dos elementos estruturais: (a) seção retangular das vigas; (b) seção retangular dos pilares. 170

FIGURA 5.6 Exemplo do elemento de interface CL12I utilizado nas interfaces viga-alvenaria e pilar alvenaria (DIANA, 2002). 172

FIGURA 5.7 Malhas de elementos finitos adotadas para discretização do modelo pórtico / alvenaria: (a) pórtico de concreto armado; (b) interface pórtico alvenaria; (c) parede de alvenaria; (d) malha completa. 172

FIGURA 5.8 Malha de elemento finitos adotada para discretização: (a) do painel de alvenaria com 600 cm x 280 cm x 14 cm; (b) do painel de alvenaria com 700 cm x 430 172

cm x 14 cm.

FIGURA 5.9 Modelo geral das interfaces desenvolvido por Lourenço (1996). 173

FIGURA 5.10 Resultados da análise numérica do modelo pórtico / alvenaria: (a) 177
deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) deformada total.

FIGURA 5.11 Painéis de alvenaria com carregamento no meio do vão e apoiados ao 178
longo de dimensões equivalentes ao comprimento de três blocos.

FIGURA 5.12 Resultados da análise numérica do painel de alvenaria apoiado nas duas 179
extremidades ao longo de dimensões iguais ao comprimento de três blocos – mesmo nível de carga do modelo pórtico / alvenaria: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) deformada total.

FIGURA 5.13 Carregamento e condições de contorno utilizadas nos painéis de 179
alvenaria.

FIGURA 5.14 Resultados da análise numérica do painel de alvenaria no mesmo nível 180
de carga do modelo pórtico / alvenaria: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) deformada total.

FIGURA 5.15 Resultados dos modelos sem e com armadura para a *carga de ruptura* 185
dos modelos MOD1 e MOD_REF, respectivamente, com $E = 1.125$ MPa: (a) e (e) deformação principal máxima; (b) e (f) tensão principal mínima; (c) e (g) deformada total; (d) e (h) modo de ruptura (Unidades em Newton e milímetro).

FIGURA 5.16 Resultados dos modelos sem e com armadura para a *carga de ruptura* 187
dos modelos MOD1 e MOD_REF, respectivamente, com $E = 1.500$ MPa: (a) e (e) deformação principal máxima; (b) e (f) tensão principal mínima; (c) e (g) deformada total; (d) e (h) modo de ruptura (Unidades em Newton e milímetro).

FIGURA 5.17 Resultados dos modelos sem e com armadura para a *carga de ruptura* 189
dos modelos MOD1 e MOD_REF, respectivamente, com $E = 2.250$ MPa: (a) e (e) deformação principal máxima; (b) e (f) tensão principal mínima; (c) e (g) deformada total; (d) e (h) modo de ruptura (Unidades em Newton e milímetro).

FIGURA 5.18 Curvas *carga x deslocamento do nó central* dos painéis sem e com 194
armadura (MOD1 e MOD_REF): (a) $E = 1.125$ MPa, $f_c = 0,25$ MPa; (b) $E = 1.500$ MPa, $f_c = 0,33$ MPa; (c) $E = 2.250$ MPa, $f_c = 0,50$ MPa.

- FIGURA 6.1 Exemplo de uma parede (com espessura de 15 cm) reforçadas com armadura de junta para controle da fissuração: (a) distribuição da armadura ao longo da parede; (b) detalhes da junta de assentamento (seção transversal) – LOURENÇO, 2008. 204
- FIGURA 6.2 Soluções para evitar fissuras nas alvenarias de vedação associadas à deformação excessiva das vigas ou lajes: separação entre a parede e elementos estruturais superior e inferior, assim como, colocação de armaduras (LOURENÇO, 2002). 206
- FIGURA 6.3 Detalhes da junta de assentamento (seção transversal) para bloco cerâmico com espessura igual 14 cm (adaptada de LOURENÇO, 2008). 207
- FIGURA 6.4 Modelo definido através do método simplificado segundo especificações do Projeto de Norma (CB-CB-02 /ABNT): parede com armadura de junta a cada três fiadas, quatro consecutivas na base e duas consecutivas no topo (MOD_REF (ABNT)). 213
- FIGURA 6.5 Modelo definido através do método simplificado segundo especificações do EC6 e modelos adotados no Brasil: parede com armadura de junta a cada três fiadas, três consecutivas na base e duas consecutivas no topo (MOD_REF (EC6)). 216
- FIGURA 6.6 Modelo adotado por alguns construtores: parede com armadura de junta em três fiadas consecutivas na base (MOD3). 216
- FIGURA 6.7 Exemplo do gráfico deformação x geometria da linha no nível de carga (55,0 kN) correspondente à primeira fissura do modelo sem armadura (MOD1_SREF) e detalhe da região onde foi traçada a linha normal às fissuras de tração por flexão. 219
- FIGURA 6.8 Resultados da análise numérica do MOD3 para carga de 64,2 kN: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro). 220
- FIGURA 6.9 Resultados da análise numérica do MOD_REF (ABNT) para carga de 64,2 kN: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro). 221
- FIGURA 6.10 Resultados da análise numérica do MOD_REF (EC6) para carga de 64,2 kN: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na 222

armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro).

FIGURA 6.11 Resultados da análise numérica do MOD_REF (ABNT) para carga de ruptura (111 kN) e flecha central 1,35 mm: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro). 223

FIGURA 6.12 Gráfico deformação x geometria da linha no nível de carga de ruptura (110 kN) do modelo MOD_REF (EC6). 225

FIGURA 6.13 Modelos adotados para o estudo comparativo do painel com 700 cm x 400 cm x 14 cm: (a) painel com armadura de junta a cada quatro fiadas, cinco consecutivas na base e três consecutivas no topo (MOD_REF (ABNT)); (b) painel com armadura de junta a cada quatro fiadas, três consecutivas na base e no topo (MOD_REF (EC&)); (c) modelo com armaduras nas três fiadas consecutivas da base (MOD3). 230

FIGURA 6.13 Resultados da análise numérica do modelo sem armadura (MOD1_SREF) para carga de ruptura (110 kN) e flecha central 0,6 mm: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal máxima; (d) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (Unidades em Newton e milímetro). 232

Lista de tabelas

Tabela 2.1 – Módulo de deformação para alguns tipos de paredes de alvenaria de vedação.	27
Tabela 3.1 – Propriedades físicas e mecânicas da armadura de junta.	58
Tabela 3.2 – Características geométricas dos blocos cerâmicos furados.	60
Tabela 3.3 – Resultados da resistência à compressão axial dos blocos.	61
Tabela 3.4 – Absorção de água inicial.	62
Tabela 3.5 – Índice de absorção d'água.	62
Tabela 3.6 – Características físicas da argamassa segundo especificações do fabricante.	63
Tabela 3.7 – Resistência média à compressão simples e módulo de deformação longitudinal da argamassa.	64
Tabela 3.8 – Resistência média à compressão simples e módulo de deformação longitudinal do graute.	65
Tabela 3.9 – Resistência média à compressão simples dos prismas sem armadura.	67
Tabela 3.10 – Resistência média à compressão simples dos prismas com armadura de junta.	67
Tabela 3.11 – Resistência média à compressão simples e módulo de elasticidade das mini-paredes sem armadura.	69
Tabela 3.12 – Resistência média à compressão simples e módulo de elasticidade das mini-paredes com armadura de junta em todas as fiadas.	69
Tabela 3.13 – Resumo dos resultados das mini-paredes com 280 cm de comprimento.	94
Tabela 3.14 – Resumo dos resultados das mini-paredes com quatro metros de comprimento.	112
Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais utilizadas na análise numérica.	135
Tabela 4.2 – Propriedades da armadura de junta utilizadas na análise numérica.	143
Tabela 4.3 – Resumo dos resultados obtidos na simulação numérica de cada modelo	162

analisado.

Tabela 5.1 – Propriedades da alvenaria analisadas no estudo paramétrico.	168
Tabela 5.2 – Propriedades da armadura de junta utilizadas na análise numérica.	170
Tabela 5.3 – Propriedades dos materiais utilizadas na análise numérica do modelo pórtico / alvenaria.	176
Tabela 6.1 – Dimensões nominais dos blocos cerâmicos de vedação.	200
Tabela 6.2 – Propriedades físicas e mecânicas dos materiais utilizados no dimensionamento de uma das paredes do novo Estádio da Luz.	202
Tabela 6.3 – Relação entre traços de argamassa e a classe de resistência segundo o EC6.	203
Tabela 6.3 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento (f_{vk}).	210
Tabela 6.4 – Carga, flecha central e respectiva largura da fissura na região de maior tração por flexão (meio do vão) em cada modelo analisado.	224
Tabela 6.5 – Carga, flecha central e respectiva largura da fissura na região de maior tração por flexão (meio do vão) em cada modelo analisado – painel com 7,0 m de comprimento.	233

Lista de quadros

Quadro 2.1 – Classificação das principais causas de fissuração em paredes de vedação.	20
Quadro 3.1 – Principais resultados do ensaio dos modelos das Séries 1 e 3 (modo de ruptura, carga da 1ª fissura, de ruptura e flechas correspondentes).	93
Quadro 3.2 – Processo de evolução das fissuras, carga em cada etapa do ensaio com a respectiva flecha e modo de ruptura das mini-paredes da Série 1.	99
Quadro 3.3 – Processo de evolução das fissuras, carga em cada etapa do ensaio com a respectiva flecha e modo de ruptura das mini-paredes da Série 2.	103
Quadro 3.4 – Processo de evolução das fissuras, carga em cada etapa do ensaio com a respectiva flecha e modo de ruptura das mini-paredes da Série 3.	109

Lista de gráficos

Gráfico 3.1	Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 1.	85
Gráfico 3.2	Curva carga total x deslocamento lateral da mini-parede 2 da Série 1.	85
Gráfico 3.3	Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 3.	91
Gráfico 3.4	Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 3.	91
Gráfico 3.5	Curva carga total x flecha no meio do vão da média dos resultados das Séries 3 e os resultados de cada mini-parede da Série 1.	95
Gráfico 3.6	Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 1.	100
Gráfico 3.7	Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 1.	100
Gráfico 3.8	Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 2.	104
Gráfico 3.9	Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 2.	104
Gráfico 3.10	Carga total x deformação da armadura da mini-parede 1 da Série 2.	106
Gráfico 3.11	Carga total x deformação da armadura da mini-parede 2 da Série 2.	106
Gráfico 3.12	Carga total x deformação da armadura da mini-parede 3 da Série 2.	106
Gráfico 3.13	Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 3.	110
Gráfico 3.14	Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 3.	110
Gráfico 3.15	Curva carga total x flecha no meio do vão da média dos resultados obtidos em cada modelo.	113
Gráfico 3.16	Curva carga total x deslocamento lateral da média dos resultados obtidos em cada modelo.	113
GRÁFICO 4.1	Curva carga x flecha no meio do vão do modelo sem armadura (MOD1) – resultados numéricos e média dos resultados experimentais.	142
GRÁFICO 4.2	Curva carga x flecha no meio do vão do modelo com armadura a cada duas juntas horizontais (MOD2) – resultados numéricos e média dos resultados experimentais.	152
GRÁFICO 4.3	Curva carga x flecha no meio do vão do modelo com armadura em todas	160

as juntas horizontais (MOD3) – resultados numéricos e média dos resultados experimentais.

GRÁFICO 4.4 Curva carga x deslocamento do nó central dos modelos simulados numericamente.	161
Gráfico 5.1 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria sem armadura de junta (MOD1) com 6,0 m de comprimento ($H/L = 0,45$).	182
Gráfico 5.2 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria com armadura de junta (MOD_REF) com 6,0 m de comprimento ($H/L = 0,45$).	182
Gráfico 5.3 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 1.125$ MPa e $f_c = 0,25$ MPa.	184
Gráfico 5.4 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 1.500$ MPa e $f_c = 0,33$ MPa.	186
Gráfico 5.5 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 2.250$ MPa e $f_c = 0,50$ MPa.	188
Gráfico 5.6 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 1.980$ MPa e $f_c = 0,60$ MPa.	190
Gráfico 5.7 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 2.500$ MPa e $f_c = 0,55$ MPa.	190
Gráfico 5.8 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria sem armadura de junta (MOD1) com 7,0 m de comprimento ($H/L = 0,61$).	192
Gráfico 5.9 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria com armadura de junta (MOD_REF) com 7,0 m de comprimento ($H/L = 0,61$).	192
Gráfico 5.10 Curva carga x deslocamento do nó central para duas relações altura / comprimento (H/L) – modelos sem armadura.	196
Gráfico 5.11 Curva carga x deslocamento do nó central para duas relações altura / comprimento (H/L) – modelos com armadura de junta.	196

Gráfico 6.1 Curva carga x deslocamento do nó central para os modelos: MOD1_SREF (painel de alvenaria sem armadura de junta); MOD3 (modelo com armadura de junta na base em três fiadas consecutivas; MOD_REF (modelo obtido a partir do método simplificado de cálculo). 218

Gráfico 6.2 Curva carga x deslocamento do nó central dos modelos com 7,0 m de comprimento e 4,0 m de altura: MOD1_SREF (painel de alvenaria sem armadura de junta); MOD3 (modelo com armadura de junta na base em três fiadas consecutivas; MOD_REF (modelo obtido a partir do método simplificado de cálculo). 231

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

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 da Alexandria.

Todavia, as construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente e a concepção estrutural era intuitiva. Com o aparecimento do concreto armado e do aço, no início do século XX, a alvenaria se restringiu às construções de pequeno porte, reaparecendo, após inúmeras pesquisas, no início da década de 1950, quando o engenheiro suíço Paul Haller dimensionou e construiu na Basileia em 1951, um edifício de 13 andares, em alvenaria não armada.

Em países como a Inglaterra, França, Estados Unidos, Canadá e Austrália, a utilização da alvenaria está amplamente difundida, existindo há muito tempo um conjunto de normas técnicas sobre o cálculo e procedimentos construtivos. No Brasil, embora haja grandes avanços na área de alvenaria, o concreto armado ocupa o lugar de maior destaque na produção de estrutura e as alvenarias são comumente empregadas como vedação e na construção de residências.

No entanto, nos últimos dez anos, houve uma profunda mudança na maneira de construir: o concreto evoluiu, as estruturas e tipologias são mais arrojadas e as alvenarias mais precisas; o processo construtivo também não é o mesmo, nem o cálculo, nem as técnicas gerenciais.

“Os edifícios de hoje são mais altos e esbeltos, a concepção privilegia grandes vãos, há menos pilares e as lajes apresentam espessuras reduzidas. O cálculo estrutural

também mudou com o advento dos “*softwares*”, o que permitiu o refinamento e sofisticação dos projetos” (Técne 97, abril de 2005).

Contudo, ao lado da evolução das técnicas de projeto e de execução de obras, surgiram problemas de falhas nas construções.

“As alvenarias ficaram mais rígidas com o advento de blocos vazados mais resistentes e de dimensões maiores, o que reduziu a capacidade das paredes não estruturais de absorver deformações... Paredes de vedação estão rompendo, fissuras na alvenaria são visíveis e problemas nos revestimentos são freqüentes” (Técne 97, abril de 2005).

Diante desta evolução tecnológica, levar em consideração apenas a resistência à compressão não é suficiente para prever o comportamento da alvenaria. Nas novas tipologias construtivas, o módulo de elasticidade, a resistência à tração e a fluência se tornaram muito importantes.

Entretanto, os projetistas ainda identificam as alvenarias em termos de massa para quantificar a sua ação na estrutura, não há grandes preocupações se as deformações regulamentares admissíveis para os elementos estruturais irão ou não causar anomalias nas paredes de vedação. Por outro lado, mas praticamente com o mesmo pensamento, está o arquiteto, que para estas paredes pretende a menor espessura possível, de modo a ter a maior área nos compartimentos do edifício, não se preocupando com a sua esbeltez.

Desta forma, sob a ótica da estabilidade, as paredes sem função estrutural não têm qualquer enquadramento nesta evolução tecnológica. Torna-se necessário racionalizar, melhorar as técnicas e práticas precedentes e, além disso, analisar os modelos que definem reforços nas construções de alvenaria para melhorar a confiabilidade destes estudos e incentivar a procura de novas soluções a fim de evitar e prevenir as patologias em alvenaria, principalmente a fissuração.

1.2 JUSTIFICATIVA

As conjunturas sócio-econômicas de países em desenvolvimento fizeram com que as obras fossem conduzidas com velocidades cada vez maiores, com poucos rigores nos controles dos materiais e dos serviços; ficam fora desta análise realidades paralelas da evolução de outras soluções construtivas, com diferentes materiais de base e com novos materiais e acessórios complementares, como por exemplo, sem qualquer juízo pejorativo, a criação de blocos de encaixe simples, dispensando (em princípio) a execução de juntas verticais de argamassa, com vantagens de economia e produtividade, que conforme Silva (2002), veio a verificar-se

incompatível com diversos tipos de revestimento, no que diz respeito à fissuração e à resistência à passagem da água.

De modo geral, segundo Fusco (1993), as alterações mais importantes foram representadas pelo aumento significativo dos vãos de vigas e lajes, pelo aumento das aberturas nas alvenarias, pela substituição das alvenarias maciças por outros materiais, inclusive materiais leves, pela colocação de alvenarias diretamente sobre lajes sem estarem suportadas diretamente por vigas.

Desta forma, o avanço da tecnologia das estruturas de concreto armado e de aço e o consequente aumento dos vãos entre pilares e do número de pisos, assim como, da rapidez de execução dos edifícios, torna indispensável um grande cuidado ao projetar as paredes de alvenaria. Neste processo, onde se pretende compatibilizar dois subsistemas da construção, estrutura e alvenaria, surgem várias interferências sendo as principais descritas a seguir:

- deformações imediatas devido à deformação da estrutura;
- deformações a longo prazo em função da carga permanente;
- variação da umidade e da temperatura sobre a estrutura;
- análise global das deformações, pois os valores previstos para a flecha das estruturas geralmente interferem nas alvenarias.

Para as paredes de alvenaria sem função estrutural, ou seja, quando estas têm como função o preenchimento dos vãos dos pórticos dos edifícios e de compartimentação dos espaços interiores, existem ótimas ferramentas técnicas para que o projetista possa desenvolver o seu dimensionamento sob o ponto de vista térmico e acústico, pelo fato destas estarem enquadradas por projeto específico, logo, com legislação aplicável. Por outro lado, sob a óptica da estabilidade, tais paredes não têm qualquer enquadramento nos vários projetos. O projetista de estruturas as quantifica apenas em termos de massa para determinar a sua ação na estrutura, não tendo qualquer preocupação se as deformações regulamentares admissíveis para a sua estrutura irão ou não causar anomalias nestas paredes de vedação.

Galambos e Ellingwood (1986) comentam que o projeto estrutural dos edifícios precisa contemplar os limites de utilização e enumeram alguns problemas relacionados com as deformações excessivas: a) danos locais a elementos não estruturais por efeito de carregamento, pela variação da temperatura, pela retração ou deformação lenta do concreto; b) deslocamentos visualmente perceptíveis causando desconforto ao usuário; c) interferência no funcionamento de móveis ou equipamentos como elevadores ou portas de correr.

Nestes casos, quando as alvenarias de vedação não são dimensionadas para suportar as deformações excessivas, estas tendem a introduzir esforços de tração e cisalhamento causando fissuras¹ em diversas configurações, como ilustram as figuras 1.1 a 1.4.



FIGURA 1.1 Fissuras em alvenaria de vedação com presença de aberturas devidas à excessiva deformabilidade de vigas e lajes (adaptada de Pfeffermann, 1975).

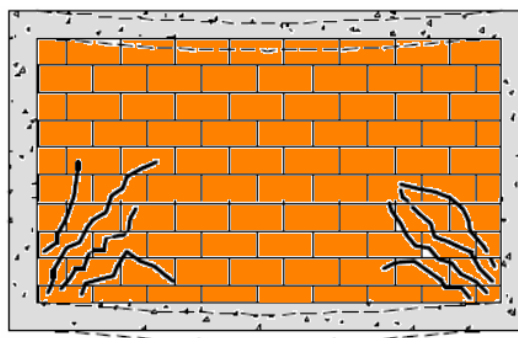


FIGURA 1.2 Deformação da viga superior igual à da viga inferior, porém, maior que a alvenaria suporta – a parede é solicitada predominantemente ao cisalhamento (adaptada de Pfeffermann, 1968).

¹ Para compreensão dos assuntos aqui tratados, adotou-se a seguinte definição para fissura: “manifestação patológica resultante de uma solicitação maior do que a capacidade de resistência da alvenaria, com aberturas lineares até a ordem de 1 mm de largura, que podem interferir nas suas características estéticas, funcionais ou estruturais” (LORDSLEEM Jr, 1997). A fissura é conhecida por outras denominações, como por exemplo: trinca e rachadura. Como regra geral, será utilizado o termo fissura no decorrer deste trabalho, exceto nos casos de citações diretas em que os autores utilizem outras expressões para designar essa patologia.

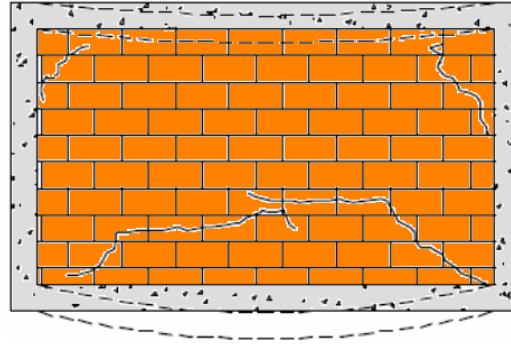


FIGURA 1.3 Flecha da viga inferior é maior que a da viga superior – a abertura de fissuras desse tipo é grande, geralmente ultrapassa 1 mm (adaptada de Pfeffermann, 1968).

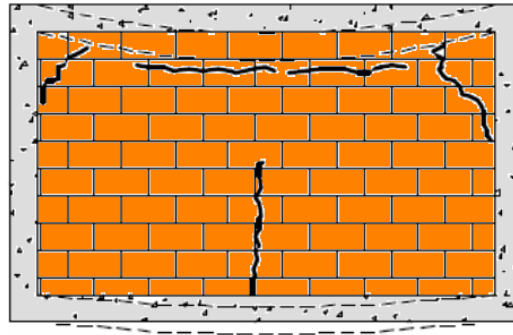


FIGURA 1.4 Flecha da viga inferior é menor que a da viga superior – a parede se comporta como uma viga solicitada à flexão, situação para a qual não foi concebida (adaptada de Pfeffermann, 1968).

Portanto, dentre os inúmeros problemas patológicos que atualmente afetam os edifícios, sejam eles residenciais, comerciais ou institucionais, segundo Thomaz (1989), particularmente importante é o problema das fissuras, devido a três aspectos fundamentais: o aviso de um eventual estado perigoso para a estrutura, o comprometimento do desempenho da obra em serviço (estanqueidade à água, durabilidade, isolamento acústica, etc) e, o constrangimento psicológico que a fissuração do edifício exerce sobre seus usuários – ver figura 1.5.

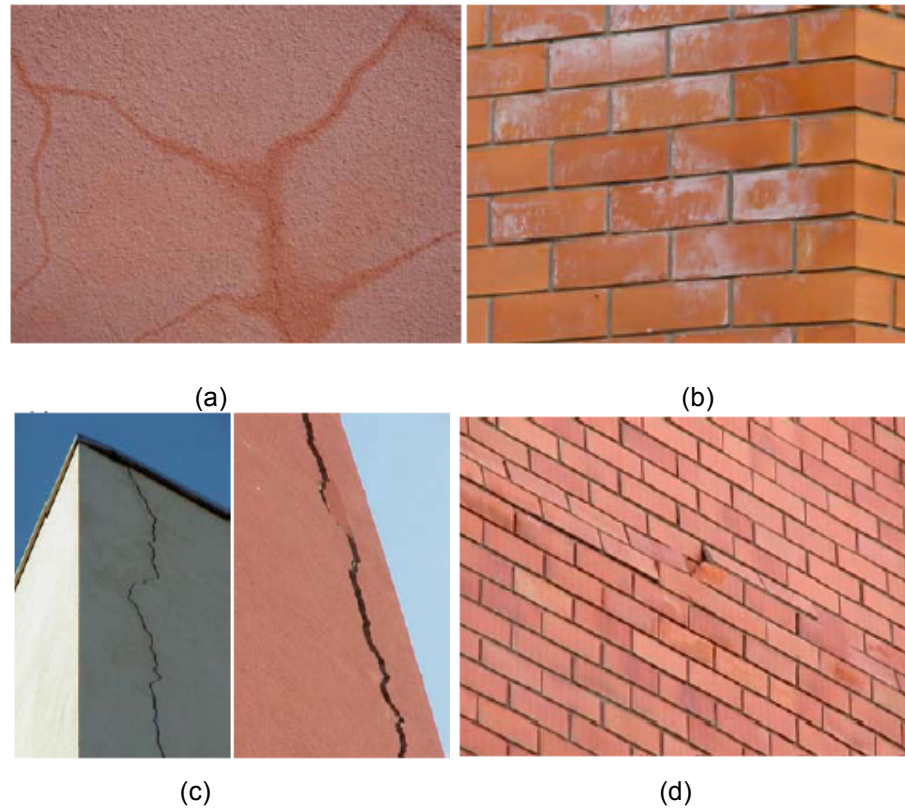


FIGURA 1.5 Exemplos de patologias em alvenarias: (a) e (b) umidade; (c) fissuração; (d) esmagamento (SILVA, 2002).

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. Comenta que as estruturas de concreto tornaram-se cada vez mais flexíveis, o que exige a análise mais cuidadosa das suas deformações e de suas respectivas conseqüências. Desta forma, segundo o autor, as patologias nas paredes de alvenaria são responsáveis por grande parte das anomalias nas construções, salientando-se que os problemas estão essencialmente associados às infiltrações e à estabilidade (conforme ilustram as figuras 1.6 e 1.7).

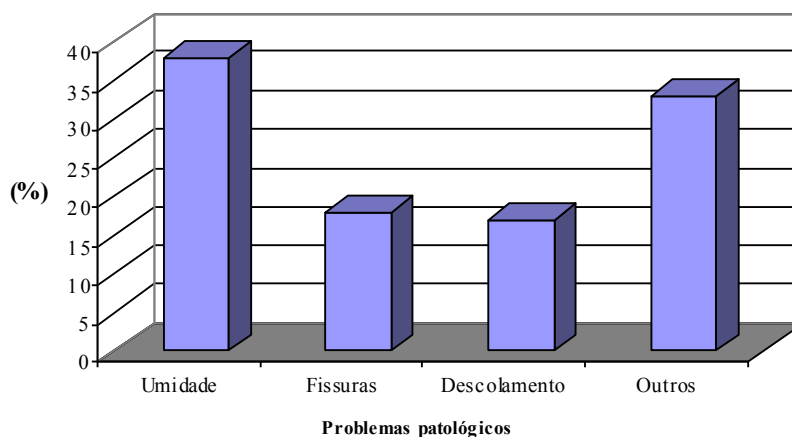


FIGURA 1.6 Problemas patológicos mais comuns identificados em paredes de alvenaria em edificações da Bélgica, que se admite sejam semelhantes aos observados na globalidade dos países em desenvolvimento (REYGAERTS et al., 1978)

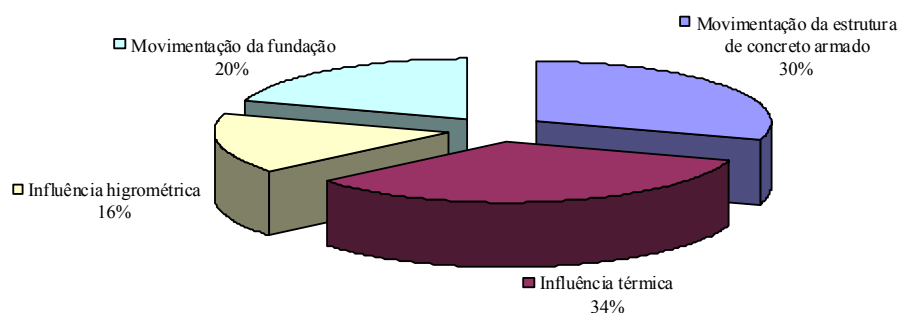


FIGURA 1.7 Principais causas das fissuras apresentadas por Reygaerts et al. em paredes de alvenaria em edificações da Bélgica, que se admite seja semelhante à observada na globalidade dos países em desenvolvimento (REYGAERTS et al., 1978)

Entretanto, se a evolução espontânea tem sempre como objetivo a procura da melhora do desempenho das paredes (no caso em discussão), não é menos verdade que essa evolução acarreta sempre algumas desvantagens ou disfunções. No entanto, conforme Silva (2002), desde que as vantagens sejam significativas, as desvantagens podem constituir, em geral, o incentivo para a procura de novas soluções, com outras vantagens e defeitos, ao longo de um espiral de evolução.

Diante deste esforço de evolução e melhora de técnicas e práticas precedentes e não diretamente de erros ou defeitos grosseiros, surgiram patologias que podem ser comparadas às “dores de crescimento”, permitindo assim que sejam encaradas numa perspectiva menos

depreciativa. Segundo Silva, esta distinção, que na prática não significa que as conseqüências destes defeitos tenham menor gravidade, é relevante do ponto de vista teórico, porque se nos casos correntes de patologia a sua prevenção passa pelo uso adequado de procedimentos já estabelecidos, nestes casos, exige-se, ainda, a investigação e divulgação de novas soluções.

Como exemplo, na busca de novas soluções e na melhora das técnicas e práticas a fim de evitar e prevenir estas patologias em alvenaria, principalmente a fissuração, pode-se citar as soluções inovadoras para grandes espaços, tais como estádios, centros comerciais, salas de espetáculos, conforme apresentado por Lourenço (2002). Na figura 1.8, ilustra-se o caso do Odivelas Parque em Lisboa: as paredes foram executas com dimensões de 12.0 m x 5.80 m (comprimento x altura), as anomalias em construções semelhantes resultaram na prescrição de paredes de alvenaria fortemente armadas. A solução prevista contemplava uma viga-cinta de 0.20 x 0.20 m² a cada 1.20 m de altura, o custo previsto desta viga-cinta seria de 4,0 € / m² de parede.

A solução prevista contemplava ainda um montante vertical idêntico à viga-cinta a cada 3.00 m de comprimento. O custo adicional seria de 1.6 € / m² de parede. Adicionalmente, teria de ser considerado o custo da colocação das armaduras e o custo adicional dos blocos de alvenaria tipo lintel (bloco em U) e tipo montante (bloco de 2 células abertas), que se vai admitir igual a 2.0 € / m² de parede. Perfazendo um total de 7.6 € / m² de parede para a solução prevista.

Porém, conforme Lourenço, a alternativa proposta – semelhante às soluções adotadas nos novos estádios da Luz, de Alvalade e de Braga – conduziu a um custo de apenas 2.8 € / m² de parede, o que corresponde aproximadamente 37% abaixo do custo da solução prevista. Segundo o autor, nestes valores não foram inclusos os ganhos de produtividade, significativos com a solução alternativa, que eram da ordem de 1 para 2 (alternativa proposta vs. solução prevista), e admitiu-se iguais 0.45 h/m² de oficial (10.5 € / h) e 0.27 h / m² de servente (8.0 € / h). Estes valores conduziram a uma poupança adicional igual a 6.9 € / m² de parede. De acordo com os valores referidos, para 20.000 m² de parede, a alternativa proposta conduziu a uma economia igual a € 234.000 (duzentos e trinta e quatro mil euros), o que corresponde à: $(4.0 + 1.6 + 2.0) - (2.8 - 6.9)] \text{ € / m}^2 \times 20.000 \text{ m}^2 = 234.000 \text{ Euros}$ – sendo a parcela mais significativa associada ao ganho de produtividade de mão de obra.

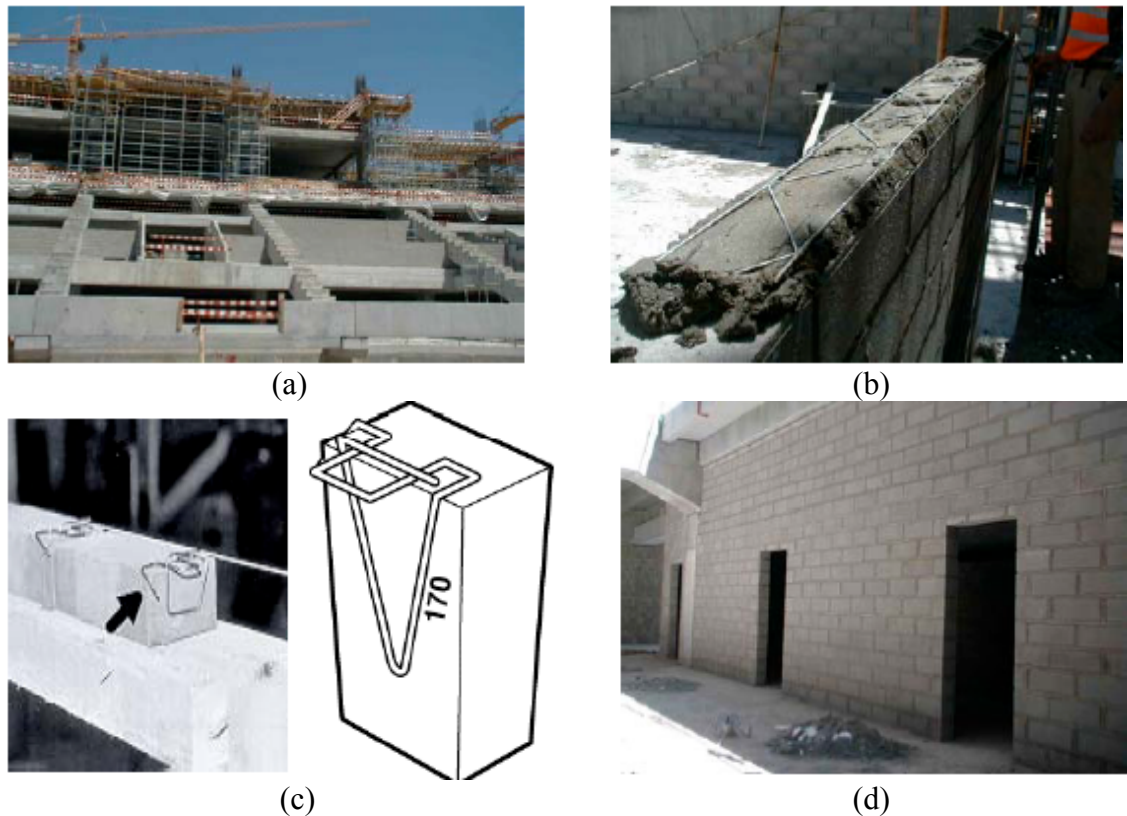


FIGURA 1.8 Novo estádio do Sporting Clube de Portugal: (a) aspecto geral do estádio e das paredes; (b) execução de uma junta com armadura; (c) aspecto dos ganchos de suporte das vergas; (d) aspecto final das paredes das instalações sanitárias (LOURENÇO, 2002).

Através do exemplo citado, verifica-se que as paredes de alvenaria têm um papel relevante na construção e têm excelentes potencialidades para acompanhar o processo de evolução e para satisfazer as diversas exigências funcionais que lhes correspondem. Todavia, há uma grande insatisfação no que diz respeito aos defeitos destas paredes, com repercussões na segurança, conforto e salubridade do dia a dia.

Diante deste papel relevante da alvenaria, da sua importância econômica e funcional (conforme dito anteriormente), da necessidade iminente de intervenção, as paredes de alvenaria sem função estrutural e o fenômeno de fissuração associado à deformação dos elementos estruturais são o âmbito desta pesquisa (mais precisamente, o fenômeno apresentado nas figuras 1.4 e 1.9(a) – no qual o componente de apoio deforma-se menos que o componente superior, neste caso, a parede comporta-se como viga solicitada à flexão, resultando fissuras semelhantes àquelas apresentadas para o caso de flexão de vigas de concreto armado).

Quanto ao tipo de reforço escolhido foi a inserção de armadura para alvenaria nas juntas de assentamento dos blocos (figura 1.9), como no exemplo da solução dada para o projeto do Estádio do Sporting (ver figura 1.10 (b)).

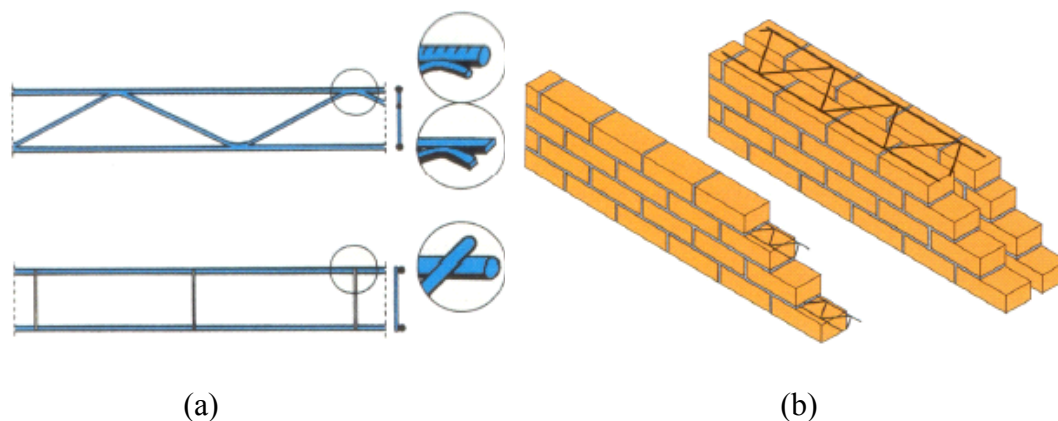


FIGURA 1.9 Exemplos: (a) de dois tipos de armaduras de junta para alvenaria; (b) de aplicação da armadura de junta em paredes simples e paredes duplas (PEREIRA, 2005).

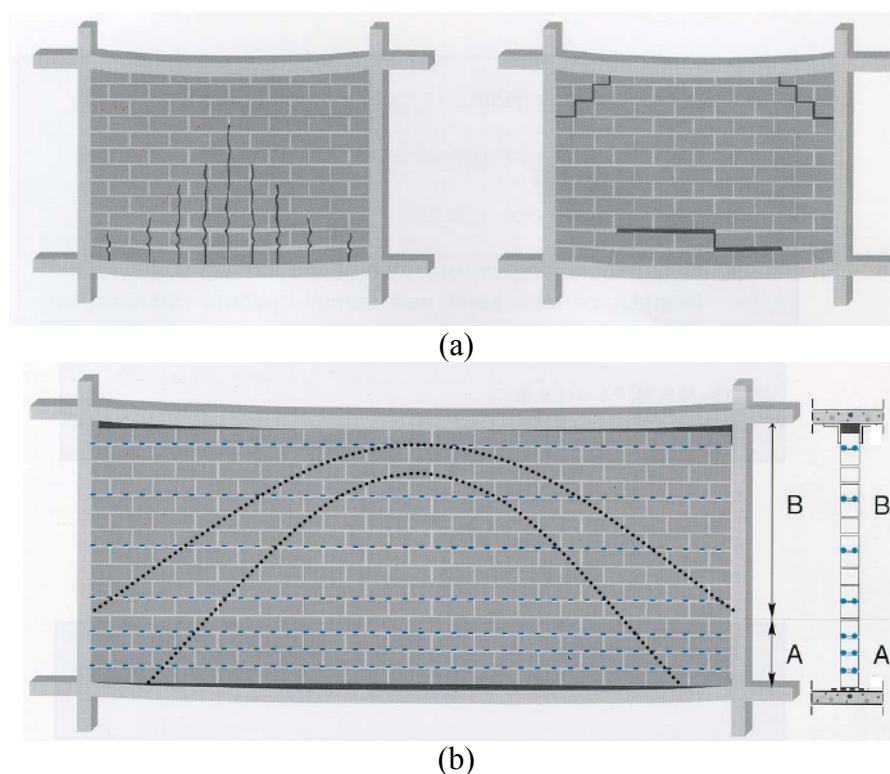


FIGURA 1.10 Paredes de alvenaria sem função estrutural: (a) fenômeno de fissuração associado à deformação dos elementos estruturais em decorrência da elevada rigidez da alvenaria para flexão em seu plano; (b) solução para evitar anomalias através da imersão de armaduras de junta na argamassa de assentamento dos blocos, para a qual é necessário calcular a quantidade de armadura (adaptada de Lourenço, 2002).

Entre os dois tipos de armaduras de junta ilustrados na figura 1.9(a), adotou-se a armadura em treliça plana em que as barras transversais complementares se encontram no mesmo plano das barras longitudinais, mais utilizadas na Europa face à necessidade de imergir as armaduras na argamassa e às limitações da espessura da junta. Em geral, as barras longitudinais são as armaduras resistentes e as transversais são construtivas exceto, nos casos de ligação de dois panos de uma parede dupla, sistema construtivo muito comum nos países europeus; no Brasil, considera-se que estas barras transversais podem assumir função resistente em construções de alvenaria com blocos vazados – não há estudos que comprovem tal fato.

Apesar da existência desta armadura de junta, observa-se que a técnica de reforço de paredes de alvenaria com estas armaduras vem sendo explorada com base na experiência dos construtores – há falta de registros sobre o controle tecnológico dos materiais, sobre os métodos de dimensionamento e desconhecimento científico sobre esta técnica. Assim, os estudos sobre o reforço de paredes de alvenaria de vedação com armadura de junta em treliça plana ainda necessitam de uma ampla análise que permita atender a demanda por construções seguras, duráveis e econômicas.

Conforme Lourenço (2002), quanto às vantagens desta técnica de reforço proposta, a princípio, podem-se salientar as seguintes:

- não conduz, praticamente, a alterações no processo de construção tradicional da alvenaria de vedação, considerando que a armadura de junta é introduzida na argamassa;
- obtém-se um material homogêneo, com características adequadas para limitar as patologias associadas à fissuração generalizada, e com propriedades resistentes às ações referidas;
- o estudo pode auxiliar na minimização do processo de fissuração às quais as paredes de vedação estão sujeitas;
- diante das vantagens anteriores, decorre uma maior rapidez de execução e uma maior racionalidade da construção de forma que o construtor possa executar com qualidade e adequada produtividade.

Portanto, este estudo sobre o reforço de paredes de alvenaria de vedação através da inserção de armadura de junta na argamassa de assentamento dos blocos, trata-se de um esforço para

que a *alvenaria sem função estrutural* acompanhe a evolução tecnológica através da melhora das técnicas, procedimentos e práticas precedentes. De forma geral, trata-se de uma investigação, uma procura de novas soluções, um incentivo das “*dores de crescimento*”, conforme as observações apresentadas por Silva (2002) e citadas anteriormente: “*desde que as vantagens sejam significativas, as desvantagens podem constituir, em geral, um incentivo para a procura de novas soluções, com outras vantagens e defeitos, ao longo de um espiral de evolução*”.

1.3 OBJETIVO

O objetivo geral deste trabalho é investigar o comportamento, o desempenho e a eficiência do reforço com armadura de junta em paredes de alvenaria não estruturais submetidas à flexão no seu plano, a fim de analisar os modelos de cálculo que definem reforços nas construções de alvenaria, melhorar a confiabilidade desta técnica e incentivar a definição de regras de projeto para evitar e prevenir as patologias em alvenaria de vedação, principalmente o fenômeno de fissuração associado à deformação dos elementos estruturais – no qual a parede se comporta como viga solicitada à flexão.

1.3.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- (a) avaliar a capacidade resistente de pequenas paredes reforçadas com armadura de junta em relação às pequenas paredes não reforçadas através de testes experimentais que simulam o comportamento de uma parede submetida à flexão no seu plano;
- (b) avaliar o modo de ruptura de pequenas paredes reforçadas com armadura de junta em relação às pequenas paredes não reforçadas através de testes experimentais que simulam o comportamento de uma parede submetida à flexão no seu plano;
- (c) validar os resultados obtidos via experimental através de simulações numéricas computacionais (análise não linear) no que se refere à distribuição de tensões, às deformações, aos deslocamentos e ao modo de ruptura dos modelos sem reforço e reforçados com armadura de junta;

- (d) analisar exemplos de dimensionamento à luz do Eurocode 6 que definem a quantidade e a disposição de armadura de junta ao longo das paredes de alvenaria de vedação a fim de evitar fissuras decorrentes das deformações excessivas;
- (e) extrapolar o exemplo de dimensionamento para paredes de vedação à luz das recomendações do Projeto de Norma para alvenaria estrutural com bloco cerâmico (ABNT, 2007), a fim de definir a quantidade e a disposição das armaduras de junta ao longo da alvenaria de acordo com as especificações de uma Norma brasileira e com as propriedades dos materiais utilizados no Brasil;
- (f) colaborar para a melhora da concepção e projeto de paredes de alvenaria de vedação não estruturais quando se comportam como uma viga solicitada à flexão.

1.4 ESTRUTURA DE APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A estrutura deste trabalho consta de nove capítulos, incluindo a introdução, as conclusões, as referências bibliográficas e as bibliografias consultadas.

Após esta introdução, no capítulo 2, apresenta-se, de forma resumida, uma revisão da literatura com ênfase sobre os principais aspectos relacionados ao reforço e à reabilitação de paredes de alvenaria, principalmente, a utilização de armaduras submersas nas juntas horizontais de assentamento dos blocos são contextualizadas nestas técnicas de reforço.

No capítulo 3, apresenta-se o programa experimental realizado em mini-paredes submetidas à flexão (esquema de ensaio de flexão de três e quatro pontos). Foram testadas três séries de mini-paredes sem função estrutural, sendo duas séries reforçadas com armadura de junta e uma série sem reforço (para referência). Descreve-se a concepção dos modelos, a caracterização dos materiais, os procedimentos, métodos e sistemas utilizados na análise experimental.

O capítulo 4 reúne alguns esclarecimentos e conceitos básicos sobre os métodos matemáticos e modelos constitutivos adotados para a realização das análises numéricas deste trabalho. As questões de não-linearidade física em conjunto com o Método dos Elementos Finitos são abordadas. Em seguida, apresenta-se o desenvolvimento, as propriedades e os elementos finitos utilizados na modelagem numérica dos modelos de mini-paredes ensaiadas. Os modelos são simulados numericamente através do *software* DIANA versão 9.1. Os resultados

numéricos são comparados com aqueles obtidos experimentalmente, no que se refere à abertura da primeira fissura, tensões, deformações, deslocamentos e modo de ruptura.

Com o resultado da aferição dos dados obtidos via experimental através das simulações numéricas realizadas no capítulo 4, no capítulo 5, realiza-se um estudo paramétrico de forma a avaliar e identificar a influência de alguns parâmetros que afetam o comportamento de paredes de alvenaria sem função estrutural e submetidas à flexão. A fim de verificar o comportamento da parede quando a viga inferior deforma mais que a superior, várias simulações numéricas foram realizadas em um pórtico de concreto armado preenchido com alvenaria de vedação. A partir dos resultados desta simulação pórtico / alvenaria, definiram-se as condições de contorno e carregamento em painéis de alvenaria – condições que melhor representaram o comportamento da alvenaria de vedação quando esta se comporta como uma viga solicitada à flexão. Nestes painéis, através de simulações numéricas, foi analisada a influência das propriedades mecânicas e elásticas – consideraram-se painéis com diferentes dimensões, sem e com armadura de junta. Os resultados são apresentados através de curvas forças-deslocamento para as diversas análises efetuadas, enfocando os parâmetros avaliados em cada caso.

Com os resultados dos demais capítulos e da revisão bibliográfica, no capítulo 6, realiza-se um estudo comparativo do dimensionamento segundo métodos simplificados de cálculo que definem a distribuição e taxa de armadura de junta ao longo de uma parede de vedação quando submetida à flexão. Este estudo comparativo é realizado, principalmente, com os resultados obtidos na análise numérica. Quanto ao modelo de referência, trata-se do método simplificado de cálculo apresentado por Lourenço (2002) – método de dimensionamento utilizado para reforçar as paredes de vedação dos novos Estádios Sporting Clube de Portugal. Considerou-se, inicialmente, as propriedades e características da alvenaria utilizada na execução das paredes do novo Estádio da Luz de Alvalade e de Braga. Em seguida, realizou-se a simulação numérica com as propriedades e características obtidas a partir da calibração dos resultados das mini-paredes ensaiadas. Com os resultados desta simulação, do modelo de dimensionamento de Lourenço (2002) e de alguns exemplos, apresenta-se um método simplificado de dimensionamento para reforçar as paredes de alvenaria sem função estrutural à luz das recomendações do projeto de norma para alvenaria estrutural com blocos cerâmicos.

No capítulo 7, são apresentadas as considerações finais, abordando as conclusões retiradas deste estudo, tais como, a boa “performance” das paredes de vedação reforçadas com armadura de junta, o aumento da capacidade resistente, da ductilidade, a melhor disposição

desta armadura de junta ao longo da parede a fim de evitar a fissuração das alvenarias por tração na flexão e a taxa mínima de armadura de junta necessária para não ocorrer ou retardar a ruptura da alvenaria em virtude da formação do efeito arco.

São ainda apresentadas sugestões para trabalhos futuros, de forma a dar continuidade à contribuição da armadura de junta no reforço de paredes de alvenaria *com e sem função estrutural*. Estudos bastante amplos do ponto de vista numérico, quanto experimental considerando que se trata de uma análise complexa em virtude da quantidade de fatores que influenciam o comportamento da alvenaria.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, apresentam-se os trabalhos que foram considerados relevantes para o entendimento e o desenvolvimento desta pesquisa. Comentam-se e ilustram-se patologias e estratégias de reabilitação a partir de casos de obras. São considerados alguns aspectos relativos à reabilitação da alvenaria assim como o detalhamento de algumas técnicas de reforço.

Vale ressaltar, que os casos de obra apresentados se referem, principalmente, ao reforço e reabilitação de paredes de alvenaria com a inserção de armaduras nas juntas de assentamento, tema do presente trabalho; e que esta técnica de reforço, principalmente no Brasil, é utilizada com base na experiência dos profissionais da área e em alguns estudos empíricos realizados por empresas da construção civil, pois, trata-se de uma técnica pouco conhecida no que diz respeito às suas vantagens e particularidades de execução.

Portanto, o objetivo deste item é apresentar de forma geral as estratégias de reabilitação de paredes de alvenaria e alguns exemplos que consistem na utilização de telas, revestimentos resistentes e armaduras nas alvenarias como método de reabilitação e reforço nos casos mais graves e em regiões mais deformáveis (não houve a intenção de mostrar detalhes dos critérios utilizados para a escolha das técnicas de reabilitação e reforço).

O enfoque sobre os revestimentos resistentes deve-se ao fato de que os primeiros estudos para reforçar paredes de alvenaria se basearam na utilização de telas e compósitos nos revestimentos. Através destes estudos – experimentais e modelagens numéricas – os pesquisadores verificaram a eficiência da técnica no aumento da resistência e na capacidade

de deformação dos painéis de alvenaria. Estas foram as primeiras tentativas de aumentar a rigidez e a ductilidade das paredes de alvenaria a fim de evitar o processo de fissuração muitas vezes decorrente das deformações estruturais – que introduzem tensões superiores às que uma parede de alvenaria de vedação possa suportar.

Assim, parte da revisão bibliográfica, refere-se a estas pesquisas, o que tornou possível verificar os ganhos alcançados através da inserção de telas e fibras nos revestimentos, assim como, analisar o comportamento do conjunto (revestimento / tela / painéis de alvenaria) diante dos esforços aplicados e, também, analisar os estudos experimentais, as modelagens numéricas realizadas e, a partir dessa análise, definir procedimentos para a realização deste estudo.

Quanto à inserção de armadura nas juntas de assentamento dos blocos, observou-se que na maioria dos casos de obras citados nos artigos, a técnica foi adotada após verificação de acentuada degradação do aspecto do edifício, isto é, a técnica foi utilizada para reabilitar e reforçar paredes fissuradas. Vale salientar, também, que os poucos trabalhos encontrados sobre o assunto, tratavam-se de relatórios técnicos realizados por empresas de consultoria, que não disponibilizaram os resultados observados por questões éticas entre empresa e cliente, uma vez que os clientes não permitem a divulgação dos estudos.

No entanto, nos últimos anos, alguns estudos científicos foram realizados na Europa o que possibilitaram maiores conhecimentos sobre o comportamento do conjunto (bloco, argamassa e armadura de junta) apesar dos poucos ensaios experimentais já realizados e destes referirem-se ao reforço de paredes de alvenaria com função estrutural, principalmente, paredes submetidas às ações dos abalos sísmicos. Desta forma, esta pesquisa trata-se de um estudo inédito, principalmente, por ter como objetivo reforçar as paredes de alvenaria de vedação – o que pode contribuir para os estudos já realizados e complementar as pesquisas sobre o reforço das alvenarias estruturais, além disso, contribuir na proposição de regras de projeto e dimensionamento.

Portanto, a seguir, apresentam-se alguns aspectos desta revisão bibliográfica, inicialmente, abordam-se algumas causas de fissuras nas alvenarias de vedação – principalmente, as fissuras causadas pelas deformações dos elementos suportes (vigas, pilares e lajes). São apresentadas, também, algumas estratégias e técnicas de reabilitação adotadas. Estudos, conforme observações anteriores, que contribuíram para definição de procedimentos nas análises desta pesquisa e melhor compreensão da técnica de reforço proposta.

2.2 FISSURAS NAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO: CAUSAS E PREVENÇÃO.

Uma abordagem exaustiva dos assuntos relativos à patologia das paredes de alvenaria implicaria na análise e discussão de vastas áreas de conhecimento de diversos domínios das ciências da construção e resistência dos materiais. Deste modo, optou-se por restringir esta pesquisa ao domínio da fissuração das paredes de vedação decorrentes das deformações dos elementos suporte que se tratam das causas e aspectos em análise neste estudo.

Vale ressaltar novamente que, neste trabalho, pretende-se propor critérios de especificação e técnicas para o emprego de armaduras de junta em paredes de alvenaria de vedação a fim de evitar as fissuras decorrentes das deformações excessivas das estruturas. Principalmente, as decorrentes da deformação do suporte que levam a parede se comporta como uma viga solicitada à flexão (conforme apresentado no capítulo 1 e no quadro 2.1 descrito a seguir) – e que, na maioria dos casos, estas fissuras tornam-se acentuadas em função do efeito arco² (como ilustra a figura 2.1).

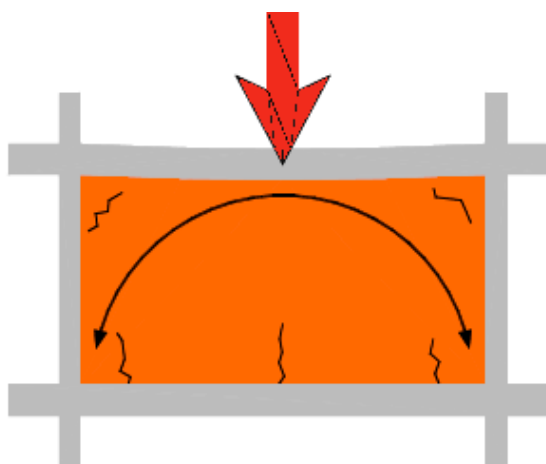


FIGURA 2.1 Ações sobre as paredes de alvenaria de vedação resultantes da deformação excessiva do suporte (PEREIRA, 2005).

² “O “efeito arco” provoca alterações nas tensões da parede e nos esforços da viga de apoio, no sistema parede-viga, conforme ilustra a figura 2.4, surgem tensões normais verticais de tração na interface parede-viga. Quando estas tensões alcançam o valor máximo que o material pode suportar, pode haver uma separação entre a parede e a viga, geralmente, no meio do vão. A perda de contato no meio do vão acentua a transferência da carga para os apoios o que provoca, geralmente, o surgimento de fissuras na parte inferior da parede (BARBOSA, 2000)”.

No quadro 2.1 apresentam-se e ilustram-se, de forma geral, algumas das causas técnicas da fissuração de paredes de alvenaria sem função estrutural. Em seguida, abordam-se alguns sistemas empregados atualmente na recuperação e na prevenção destas fissuras.

Verifica-se que algumas causas de fissuras apresentadas no quadro 2.1 são comuns em alvenarias de vedação e estruturais. Porém, dentre as causas citadas, destacam-se nas alvenarias de vedação aquelas provenientes das deformações excessivas dos elementos estruturais conforme caso de obra ilustrado na figura 2.2.

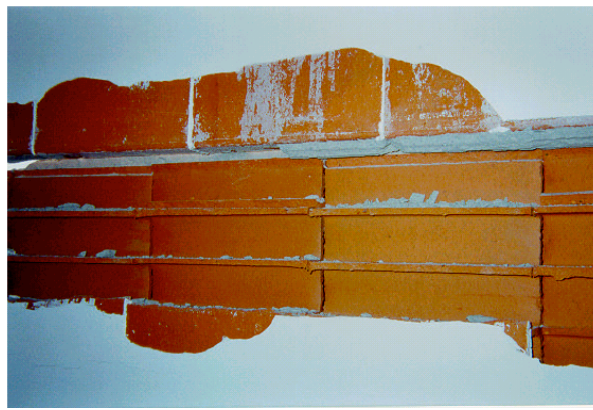
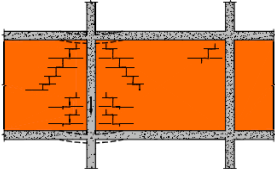
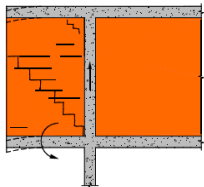
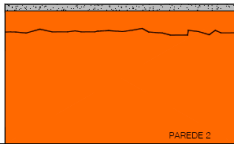
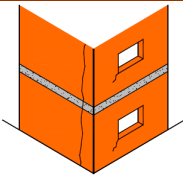
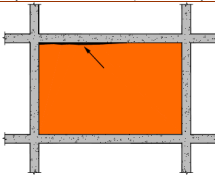


FIGURA 2.2 Aspecto de uma parede interna de um edifício cujo deslocamento da laje levou a parede à ruptura provocando esmagamento das juntas de argamassa e blocos (MEDEIROS, 1999).

Quadro 2.1 – Classificação das principais causas de fissuração em paredes de vedação.

CAUSAS DE FENÔMENOS DE FISSURAÇÃO	ILUSTRAÇÃO DE ALGUNS CASOS E COMENTÁRIOS	ASPECTOS PARTICULARES
Movimentos da fundação	 <p>As fissuras inclinam-se na direção do pilar que sofreu maior recalque.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Assentamentos diferenciais de fundação direta • Variação do teor de umidade dos solos argilosos • Heterogeneidade e deficiente compactação de aterros
Deformação do suporte da parede	 <p>Fissuras em alvenaria de vedação provocadas por deflexão da região em balanço da viga.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • <u>Viga inferior mais deformável que a superior</u> • Viga inferior menos deformável que o superior • Viga inferior e superior com deformação idêntica • Fissuração devida às deformações da viga
Variações de temperatura	 <p>“Fissuras de cisalhamento na alvenaria provocadas pela dilatação térmica da laje de cobertura” (THOMAZ, 1989).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuração devida aos movimentos das coberturas • Fissuração devida aos movimentos das estruturas reticuladas • Fissuração devida aos movimentos da própria parede
Variações de umidade	 <p>“A expansão dos tijolos por absorção de umidade provoca fissuras verticais na alvenaria no canto do edifício” (THOMAZ, 1989)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Movimentos reversíveis e irreversíveis • Fissuração devido à variação do teor de umidade por causas externas • Fissuração devido à variação natural do teor de umidade dos materiais • Fissuração devida à retração das argamassas • Fissuração devida à expansão irreversível do tijolo
Outros casos de fissuração	 <p>Destacamento causado pelo fechamento precoce da junta da parede com o componente estrutural superior.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ações acidentais (sismos, incêndios e impactos fortuitos) • Retração da argamassa • Choque térmico • Envelhecimento e degradação natural dos materiais e das estruturas

A figura 2.3 destaca outro caso típico de fissuras em paredes de alvenaria de vedação, que são provocadas pela concentração de tensões nas regiões próximas aos apoios do elemento de suporte – efeito arco.



FIGURA 2.3 Detalhe de ruptura das fiadas inferiores de uma parede de vedação que denota o surgimento do efeito arco (MEDEIROS, 1999).

O efeito arco, apresentado na figura 2.3 e salientado no início deste item por acentuar as fissuras nas paredes de alvenaria, principalmente as decorrentes por deformações estruturais, é normalmente observado em paredes sobre apoios discretos, considerando que a carga da parede tende a caminhar para os apoios de forma bem mais evidente tornando elevada a distribuição de tensões nesta região – como ilustra a figura 2.4, onde P é a carga total aplicada sobre a parede. Além disso, a perda de contato no meio do vão acentua a transferência de carga para os apoios, o que provoca o surgimento das fissuras na parte inferior (figura 2.5).

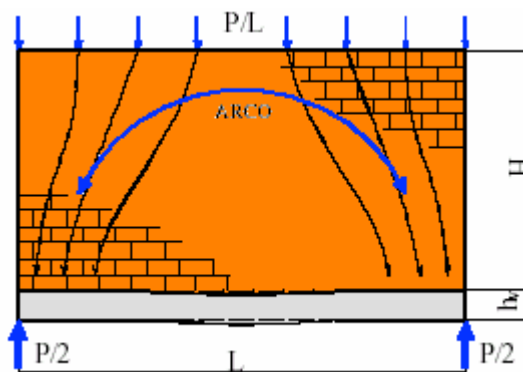


FIGURA 2.4 Configuração do arco em paredes sobre apoios discretos (adaptada de Barbosa, 2000).

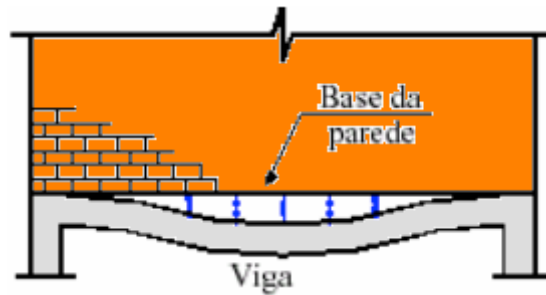
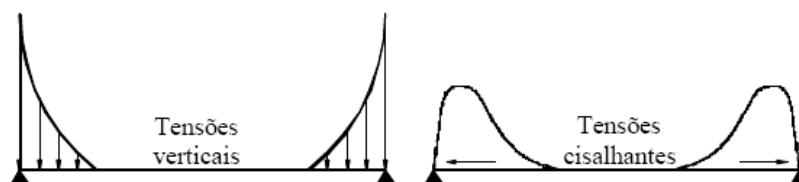
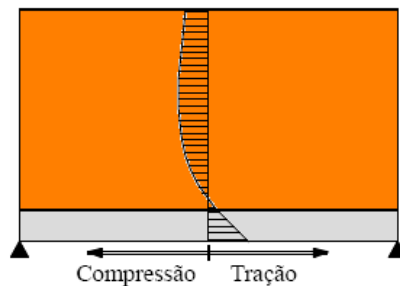


FIGURA 2.5 Tensões verticais de tração na interface parede-viga (adaptada de Barbosa, 2000).

Em virtude da transferência de carga para os apoios, ocorrem concentrações de tensões de compressão verticais e cisalhantes horizontais na parede conforme ilustra a figura 2.6(a). Em casos usuais, tanto as tensões verticais quanto as tensões cisalhantes são nulas na região central e crescentes em direção aos apoios.



(a) Concentrações de tensões na base da parede



(b) Tensões horizontais ao longo da linha média do sistema parede-viga

FIGURA 2.6 Distribuição de tensões no sistema parede / viga (adaptada de Pereira, 2005).

As tensões horizontais se distribuem de forma a compor uma região de tração e outra região de compressão conforme mostra a figura 2.6(b). A linha neutra pode estar localizada dentro da viga ou na parte inferior da parede. O primeiro caso caracteriza-se por tração na armadura inferior da viga, compressão na armadura superior da viga e compressão ao longo de toda a parede. No segundo caso, tem-se *tração* nas armaduras inferior e superior da viga e, também, *na base da parede o que provoca o surgimento de fissuras nessa região.*

Desta forma, a fim de evitar o surgimento de fissuras em paredes de vedação causadas pela deformação excessiva dos apoios, pelo efeito arco e outros tipos de causas, percebe-se que a quase totalidade dos países procura limitar os deslocamentos dos componentes estruturais em seus códigos e normas técnicas. Além disso, são recomendados inúmeros detalhes construtivos (figuras 2.6 a 2.8) que têm como objetivo a desvinculação da alvenaria com os elementos estruturais e para evitar o aparecimento de tensões induzidas pela estrutura nas alvenarias de vedação, principalmente, para que não sejam introduzidas elevadas tensões de cisalhamento nas paredes de fechamento.

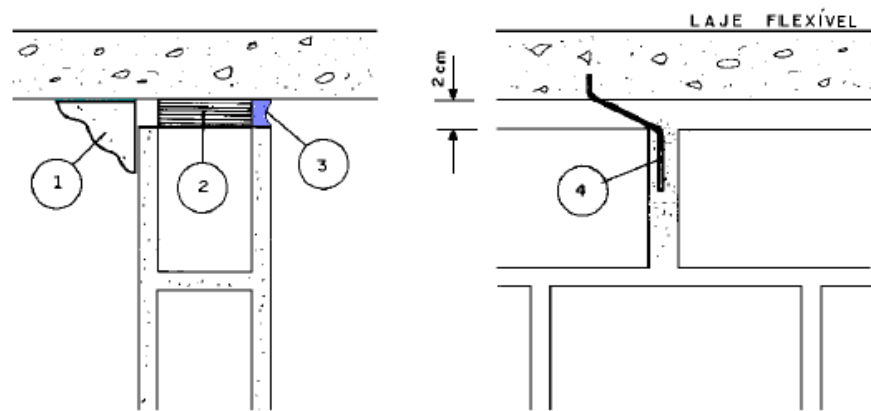


FIGURA 2.6 Detalhes de ligação das alvenarias com viga ou laje muito deformável: (1) moldura de gesso; (2) material deformável (3) selante flexível; (4) gancho de aço \varnothing 5 ou 6 mm (THOMAZ, 2000).

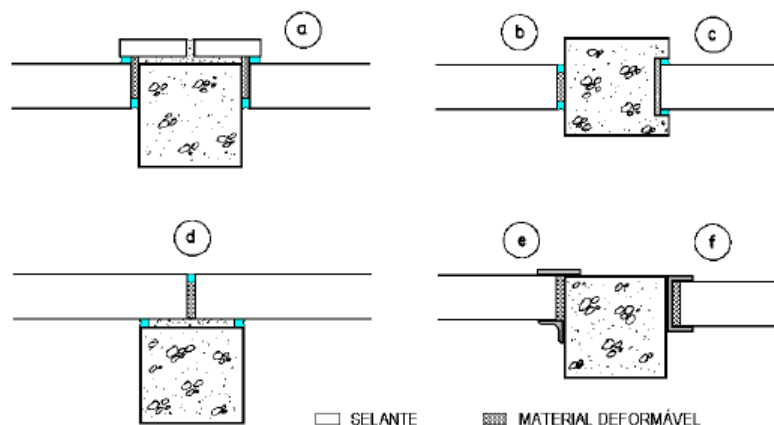


FIGURA 2.7 Ligações entre alvenarias e pilares, recomendadas para estruturas flexíveis: (a) pilar revestido com tijolos cerâmicos; (b) junta aparente na borda do pilar; (c) junta encaixada no pilar; (d) junta aparente no corpo do pilar; (e) mata-juntas fixadas nos pilares; (f) cantoneira fixada no pilar (THOMAZ, 2000).

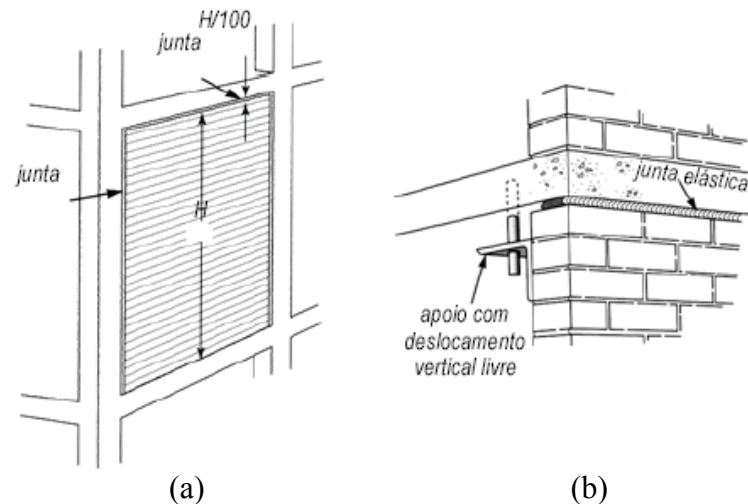


FIGURA 2.8 Exemplos de dispositivos de desvinculação entre as paredes e a estrutura: (a) sistema flexível (juntas elásticas no topo e nas laterais entre a parede e os elementos estruturais, há apenas uma ligação rígida (na base)); (b) junta elástica entre a alvenaria e a face inferior da laje (SILVA, 2002).

A figura 2.8, além de ilustrar dispositivos de desvinculação entre as paredes e a estrutura, apresenta uma solução construtiva, que consiste na inserção de juntas elásticas (lateral e superiormente) entre os elementos estruturais e a alvenaria. Neste caso, a estabilidade dos panos de alvenaria deve ser assegurada através das paredes ortogonais ou de dispositivos metálicos. Segundo Pereira (2005), esta solução promove o aumento de pontos singulares, que sob o ponto de vista da estanqueidade, estabilidade e da compatibilização dos revestimentos com as juntas de desvinculação, obriga à adoção de soluções cautelosas na sua resolução.

Além desta, existe outra solução construtiva de desvinculação da alvenaria com os elementos estruturais, a mais comum, que consiste na utilização de juntas elásticas entre a alvenaria e a face inferior das vigas ou lajes (como ilustram as figuras 2.8(b) e 2.9). Geralmente, segundo Pereira, adotam-se esta solução porque, sendo a estrutura menos rígida e mais deformável nessa zona, a vinculação poderia comprometer a estanqueidade da parede. Ao nível dos pilares, a solução corrente consiste na colocação de ligadores de topo entre a alvenaria e o pilar, imersos na junta de argamassa – conforme ilustra a figura 2.9. Trata-se de um sistema semi-rígido quando se classificam as paredes quanto ao tipo de ligação parede / elemento estrutural.

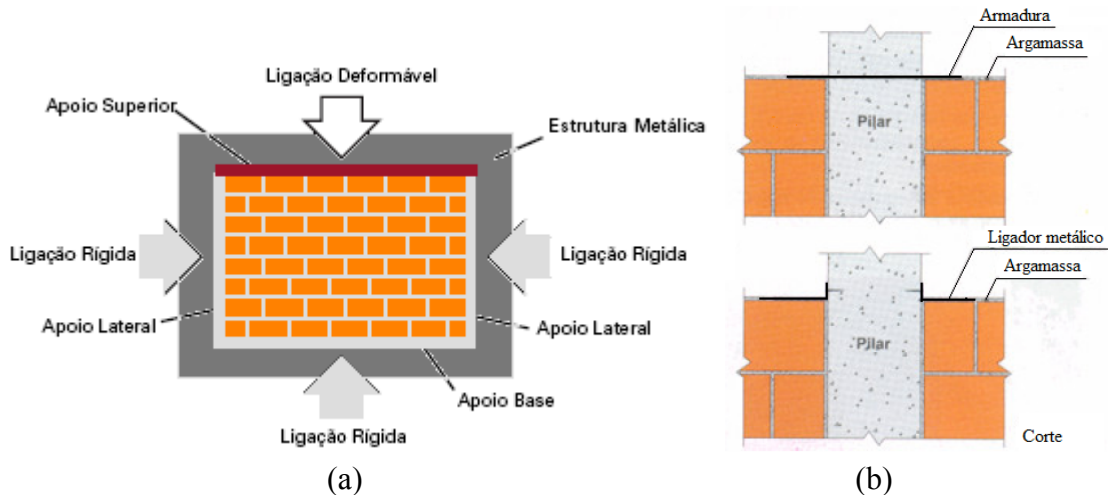


FIGURA 2.9 (a) Sistema semi-rígido de ligação parede / estrutura e; (b) detalhes de ligadores entre pilar e alvenaria (adaptada de NASCIMENTO, 2004 e PEREIRA, 2005).

Porém, com o surgimento das fissuras, Medeiros (1999), Silva (2002) et al consideram que estas soluções construtivas adotadas tradicionalmente para a execução das alvenarias já não mostram a mesma eficiência que antes, contribuindo diretamente para o surgimento dos atuais problemas nas paredes de vedação. Os pesquisadores ressaltam que o desempenho das paredes de vedação é função do modo como estas são construídas e de seus relacionamentos ao longo do tempo com as demais partes constituintes da edificação.

Assim, Medeiros (1999) considera que as características e propriedades fundamentais das paredes de alvenaria de vedação (tais como, estabilidade, segurança ao fogo, segurança na utilização, estanqueidade, conforto higrotérmico, ambiente atmosférico, conforto acústico, conforto visual, conforto tátil, higiene, adaptação à utilização e durabilidade) devem ser associadas com a estabilidade mecânica e a deformabilidade dos elementos estruturais para que se cumpram seus objetivos. Neste contexto, em virtude do objetivo geral desta pesquisa, merecem destaque a deformabilidade e a resistência mecânica das alvenarias de vedação, aspectos que serão abordados de forma geral no item a seguir.

2.3 DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA MECÂNICA

“A deformabilidade das alvenarias pode ser entendida como a capacidade que a mesma possui de se manter íntegra ao longo do tempo, distribuindo as tensões internas sem perda de desempenho. Esta propriedade merece destaque especial em virtude das ações impostas às paredes pelos deslocamentos dos elementos estruturais (MEDEIROS, 1999)”.

Segundo Medeiros, o módulo de deformação de uma parede pode ser considerado para avaliar indiretamente esta capacidade de deformação.

“Quanto maior o módulo de deformação, menor a capacidade que a parede tem de se deformar e mais elevado será o nível de tensões internas solicitantes. A deformabilidade e o módulo de deformação são funções diretas do tipo e natureza do bloco, tipo da argamassa, dimensões dos blocos e espessuras das juntas da parede. A capacidade de se deformar sem fissurar também depende da aderência existente entre os blocos e a argamassa das juntas (MEDEIROS, 1999)”.

Embora a resistência mecânica, conceitualmente, não seja considerada fundamental para as paredes de alvenaria de vedação ela tem assumido também um papel de destaque. A deformação da estrutura nas primeiras idades somadas às deformações ao longo do tempo devido aos fenômenos de fluência e retração da estrutura tem atingido magnitudes suficientes para impor solicitações não previstas nas paredes, provocando o surgimento de diversos tipos de problemas. As paredes de vedação, construídas de modo confinado entre os elementos da estrutura, acabam sendo carregadas pelas ações oriundas dos deslocamentos destes elementos. Esta situação mostra-se ainda mais crítica quando os prazos e seqüências de construção não são observados de modo a minimizar esta transferência de carregamento.

“A resistência mecânica dos painéis de alvenaria é, talvez, a mais equivocada pelo meio técnico, devido ao conceito de vedação. Porém, pode-se afirmar que sua capacidade de resistir a esforços torna-se cada vez mais importante, visto que a deformação da estrutura nas primeiras idades, deformações lentas ao longo do tempo, a fluência e a retração da estrutura transferem tensões aos painéis confinados entre as estruturas, principalmente na engenharia moderna cujos prazos foram esquecidos ou não observados (NASCIMENTO, 2004)”.

A resistência mecânica de uma parede de alvenaria depende principalmente da resistência mecânica do bloco, particularmente no caso de esforços de compressão. Quando surgem esforços de tração e cisalhamento, as juntas de argamassas também passam a ocupar posição de destaque, sejam verticais ou horizontais.

Além disso, contribui diretamente para o surgimento de fissuras, a baixa capacidade resistente de uma parcela significativa dos blocos destinados a construção das alvenarias de vedação. Conforme Nascimento (2004), com menor capacidade resistente, as paredes apresentam mais problemas, em menor tempo e de maior magnitude. Desta forma, a análise das deformações da estrutura e sua influência nas alvenarias e revestimentos cada vez mais são utilizadas para evitar o desenvolvimento de fissuras.

A seguir, apresenta-se na tabela 2.1 os módulos de deformação para alguns tipos de paredes de alvenaria que, segundo Nascimento (2004) juntamente com informações sobre a capacidade resistente dos blocos e tração da argamassa são importantes para a utilização de modelos matemáticos que permitem um adequado dimensionamento das alvenarias de vedação.

Tabela 2.1 – Módulo de deformação para alguns tipos de paredes de alvenaria de vedação.

Paredes de alvenaria sem função estrutural	
Tipos de unidades	Módulo de deformação (MPa)
blocos cerâmicos	1.400 a 2.500
blocos de concreto	6.800 a 9.00
bloco sílico calcário	2.700 a 4.300

Fonte: ABCI, 1990.

Neste estudo, a partir da análise experimental em mini-paredes com blocos cerâmicos, obteve-se o módulo de deformação e a capacidade resistente da alvenaria executada com blocos cerâmicos e argamassa industrializada. Com os resultados obtidos na aferição dos dados experimentais através de simulações numéricas (capítulo 4), tornou-se possível realizar um estudo paramétrico através de variações em algumas propriedades mecânicas e elásticas da alvenaria (estudo que será apresentado no capítulo 5).

Para realização deste estudo experimental e numérico em mini-paredes foi necessário analisar alguns casos de obra que envolveram a utilização de armaduras nas juntas de assentamento, revestimentos resistentes e telas como métodos de reforço. Os resultados dos estudos, que serão apresentados a seguir, mostraram um aumento de resistência, ductilidade e durabilidade das estruturas reforçadas³.

Quanto à reabilitação de paredes de alvenaria com revestimentos resistentes, em comunicação pessoal com o professor Dr Luiz Sérgio Franco (da Escola Politécnica da USP), este considerou que, na maioria das vezes, a colocação de telas é pouco eficiente, pois as fissuras nas alvenarias de vedação são em sua maioria ativas e a tela, ao longo dos ciclos consegue, no máximo, diminuir a abertura das fissuras. Os pesquisadores sugerem a utilização de revestimentos “flexíveis” que consigam absorver as deformações. Alguns resultados da avaliação de desempenho, quanto à capacidade de deformação destes sistemas de recuperação frente às movimentações das fissuras, encontram-se na dissertação de mestrado de Lordsleem Jr (1997).

Conforme observações anteriores, vale ressaltar que, os primeiros estudos para reforçar paredes de alvenaria se basearam na utilização de telas e compósitos nos revestimentos. Estas foram as primeiras tentativas de aumentar a rigidez e a ductilidade das paredes de alvenaria a fim de evitar o processo de fissuração muitas vezes decorrente das deformações estruturais. Além disso, deve-se considerar, novamente, que estes estudos auxiliaram no tipo de reforço que seria analisado, esforços aplicados, na instrumentação e na análise dos resultados obtidos neste trabalho.

A seguir, são apresentadas algumas estratégias para reabilitação e resultados destes estudos realizados para reforçar painéis de alvenaria utilizando-se revestimentos resistentes, armaduras posicionadas na diagonal e armaduras nas juntas de assentamento.

2.4 ESTRATÉGIAS PARA REABILITAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA FISSURADAS E CASOS DE OBRA.

O objetivo deste item é apresentar de forma geral as estratégias de reabilitação de paredes de alvenaria e, principalmente, alguns exemplos que consistem na utilização de telas e armaduras nas alvenarias como método de reabilitação e reforço nos casos mais graves e em regiões mais

³ Neste caso, o termo reforço foi utilizado no sentido de prevenir problemas patológicos.

deformáveis. Novamente, considera-se que não houve a intenção de mostrar detalhes dos critérios utilizados para a escolha das técnicas de reabilitação e reforço.

Alguns exemplos de estratégias gerais de reabilitação de patologias não estruturais para o caso de fissuração de paredes de alvenaria, apresentados por Silva (2002) são: eliminação das anomalias, substituição dos elementos mais afetados, ocultação das anomalias, proteção contra os agentes agressivos, eliminação das causas das anomalias – o autor considera que esta é a ação mais eficaz, mas, freqüentemente impossível ou economicamente inviável.

As figuras a seguir apresentam alguns esquemas de recuperação de fissuras “em ponte”, que consistem na aplicação de tiras de papel adesivo ao longo da fissura, figuras 2.10 e 2.11. Trata-se de um exemplo que consiste na eliminação da anomalia através da recuperação da fissura.

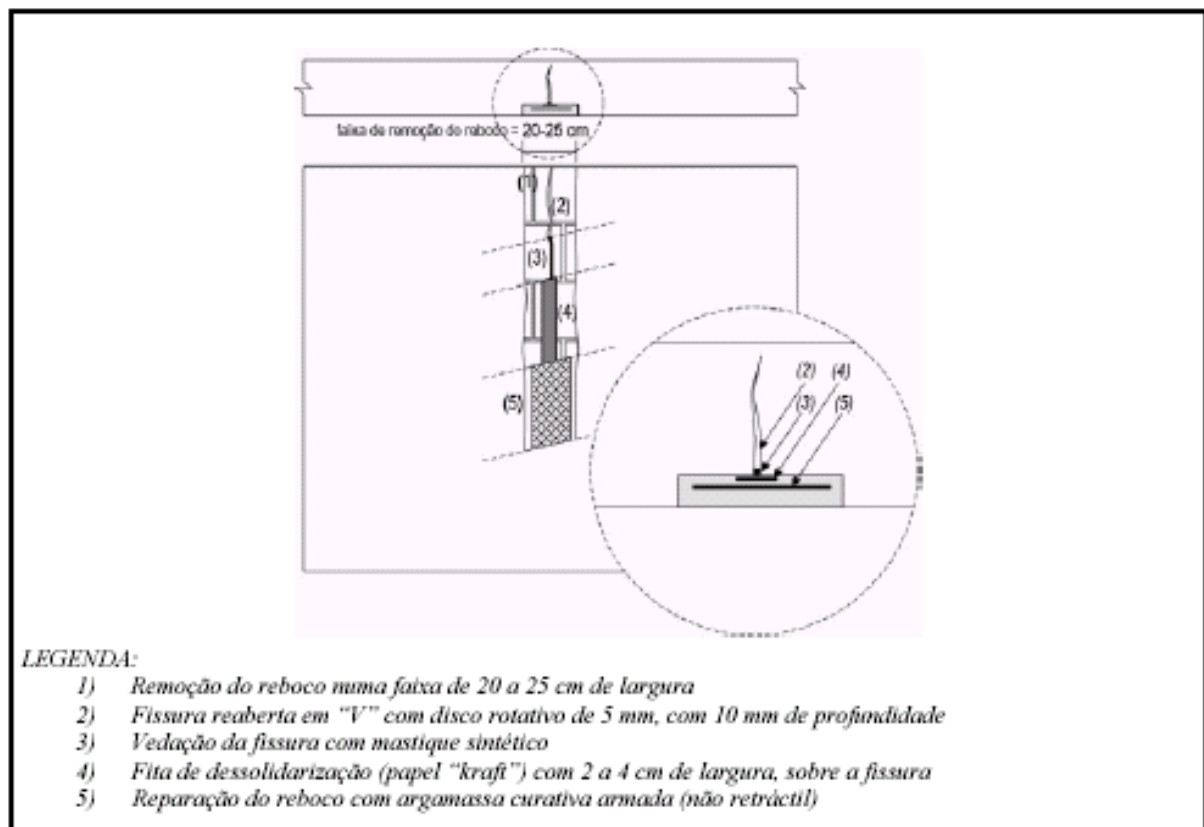


FIGURA 2.10 Esquema de recuperação de fissuras “em ponte” (SILVA, 2002).



FIGURA 2.11 Execução em obra de recuperação de fissuras “em ponte” (SILVA, 2002).

Quanto à estratégia de substituição dos elementos mais afetados – “*solução radical e muito onerosa*” (SILVA, 2002) – verifica-se a reconstrução das zonas demolidas e substituição dos acessórios removidos com técnicas e materiais mais adequados, incluindo armadura nas juntas, grampeamento e armaduras no revestimento.

A figura 2.12 ilustra um exemplo de reconstrução de alvenaria de uma obra em Portugal, em que se adotou a técnica de inserir armadura nas juntas de assentamento dos blocos. O encontro entre as paredes apresentava-se gravemente fissurado por expansão de um dos panos de alvenaria (parede dupla não estrutural de fachada) e não era possível a criação de junta de dilatação. Optou-se, assim, pelo reforço dos encontros entre as paredes com elevada distribuição de tensões na ligação. Criaram-se níveis sucessivos de amarração e transição entre os materiais novos e os materiais antigos (alvenaria e revestimento), de modo a evitar concentrações de tensões, que acarretariam elevados riscos de fissuração.



FIGURA 2.12 Exemplo de reconstrução de alvenaria com armadura nas juntas de assentamento (SILVA, J.A. & CARVALHAL, M. J., 2003).

Na figura 2.13, ilustram-se e comentam-se as principais técnicas de reabilitação adotadas em um edifício de quatro andares, com dez anos, cujas paredes externas de alvenaria sofreram um forte fenômeno de fissuração e instabilidade, alguns anos após a construção, com degradação progressiva de materiais e elementos construtivos. Este caso de estudo foi apresentado por Silva & Carvalhal (2003) no III ENCORE – Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação.

As paredes externas do edifício são duplas com dois panos de tijolo furado de 11 cm, caixa de ar de 4,5 cm, sem qualquer preenchimento ou isolamento térmico. Não existia qualquer grampeamento entre os dois panos de parede. O revestimento externo era constituído por um reboco liso pintado, muito rígido, de grande espessura, atingindo em algumas zonas espessuras superiores a 5 cm. As paredes de vedação estão apoiadas diretamente sobre as lajes, em cima de cada tramo de parede existem pequenas chapas metálicas de ligação da alvenaria à laje de piso superior, regularmente espaçadas. Não havia qualquer junta ou elemento flexível na parede ou no reboco sobre a cantoneira metálica de apoio – na zona de transição entre pisos.

	<p>Reforço de alvenaria nos encontros das paredes do edifício com introdução de armaduras horizontais de comprimento variável, ou nos casos mais graves, demolição e reconstrução com alvenaria armada nas juntas de assentamento.</p>
	<p>Grampeamento dos panos externos aos panos internos com grampos de aço inox (introduzidos com camisa metálica) e fixados com resinas.</p>
	<p>Demolição integral e reconstrução da alvenaria com armadura nas juntas de assentamento. Técnica adotada nos panos externos de dois painéis da fachada com grau de fissuração e de instabilidade que não permitiam garantir qualquer sucesso com as ações de reabilitação adotadas nas restantes zonas do edifício.</p>
	<p>Aplicação de reboco sintético delgado armado, com cerca de 4 mm de espessura, posteriormente pintado. Esta operação foi precedida pela limpeza das superfícies e pela remoção dos rebocos soltos ou muito fissurados (e sua substituição).</p>

FIGURA 2.13 Aspectos de obra – principais técnicas de reabilitação adotadas em um edifício de quatro andares / Portugal (SILVA, 2002).

Vale ressaltar que, neste item, preocupou-se em apresentar a técnica de reforço da alvenaria não estrutural com armaduras nas juntas de assentamento e a utilização de telas para reabilitação das paredes fissuradas. O objetivo é mostrar que a inserção de armaduras nas juntas já é uma técnica utilizada na construção civil, porém, adotada como estratégia de reforço de paredes após verificação de acentuada degradação do aspecto, com reflexos

psicológicos – fundamentados – de desconforto, insalubridade e falta de segurança. Portanto, a técnica de demolição e reconstrução da parede com armaduras são adotadas após ocorrência do processo patológico, principalmente, depois de elevada fissuração. Isso evidencia a necessidade de planejar e reforçar as paredes de alvenaria não estruturais, evitando desconforto e desperdícios.

Silva & Carvalhal (2003) consideram que esta técnica – reforço de paredes de alvenaria não estruturais através da inserção de armaduras nas juntas de assentamento – é pouco conhecida no que diz respeito às suas vantagens, condicionantes e particularidades de execução. Consideram, também, que não menos importantes, mas igualmente pouco conhecidos e divulgados, são os fenômenos de interação entre as técnicas adotadas.

2.5 RESULTADOS DE ENSAIOS COM TELAS DE AÇO, ARMADURAS E COMPÓSITOS DE FIBRAS.

Kahn, L. F. (1984) estudou a influência do revestimento armado (figura 2.14) no desempenho sísmico da alvenaria não-armada. 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.

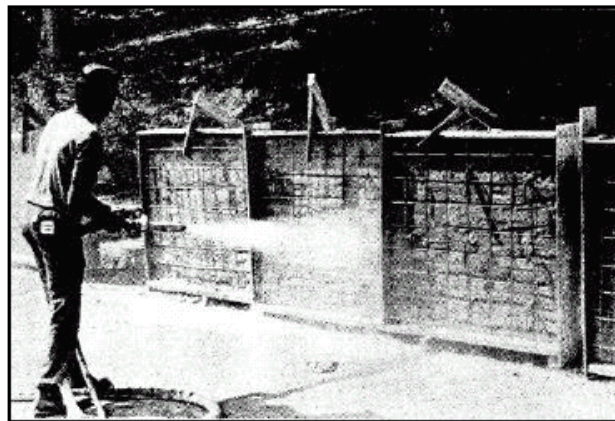


FIGURA 2.14 Aplicação do revestimento nos painéis – extraída de Kahn, L. F. (1984)

Jaborov 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 espessura e reforçado com telas de aço ou armaduras posicionadas na diagonal – ver figura 2.15.

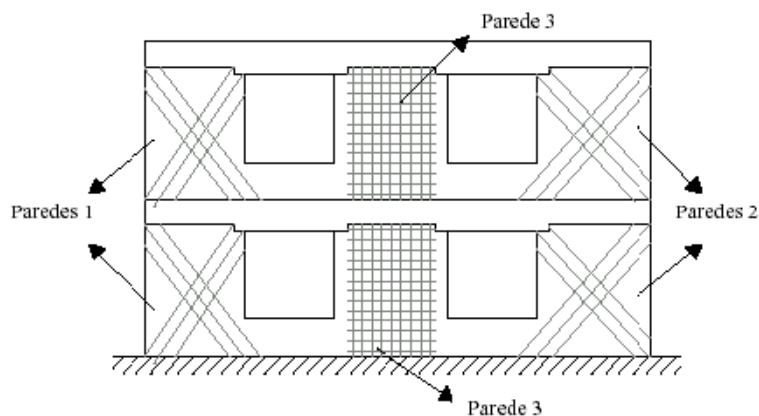


FIGURA 2.15 Reforços utilizados nas paredes – adaptada de Jaborov et al. (1985)

Jaborov et al concluíram que a resistência e a rigidez de paredes reforçadas com revestimento depende da espessura do revestimento, da resistência da argamassa e da taxa de armadura.

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. Singh et al. 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.

Reinhorn & Prawel (1991) realizaram ensaios de compressão diagonal em paredes de tijolo cerâmico (figura 2.16) sendo que 2 (duas) não estavam revestidas e 5 (cinco) estavam revestidas com argamassa armada utilizando-se telas de diferentes espaçamentos, ver figura 2.17. A partir da análise dos resultados Reinhorn & Prawel verificaram que um revestimento de argamassa armada acrescenta resistência e ductilidade em paredes de alvenaria não-armada, condição também apresentada em ensaios realizados por Jia apud Reinhorn (1985).

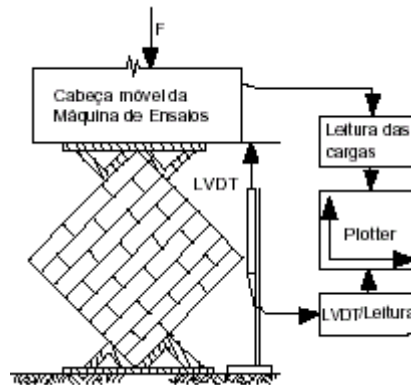


FIGURA 2.16 Esquema de ensaio de compressão diagonal – Reinhorn apud Oliveira (2001).

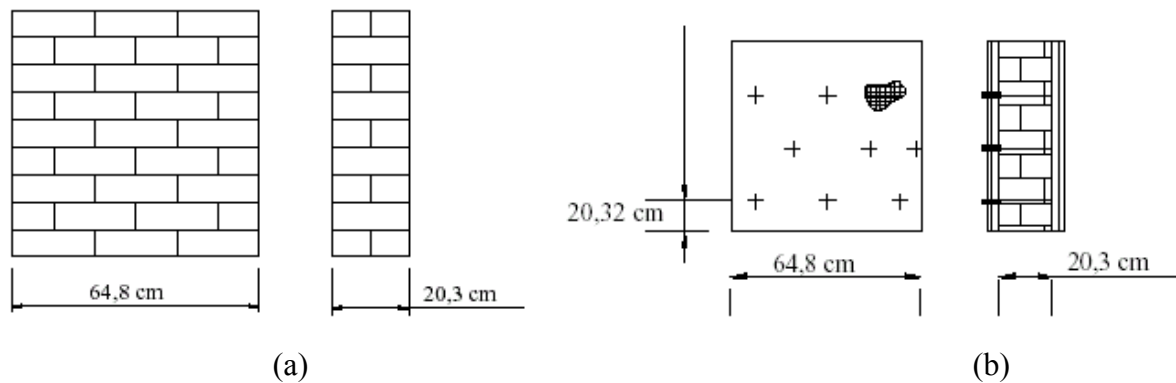


FIGURA 2.17 Modelos ensaiados – (a) parede não revestida (b) parede revestida com argamassa de revestimento e telas fixadas por arames espaçados de 20,32 cm – Oliveira (2001).

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. Analisaram também, principalmente o efeito do revestimento na resistência à compressão axial e no módulo de deformação de pequenas paredes, quantificando os acréscimos nestas características. Quanto aos resultados, Cavalheiro & Müller observaram um acréscimo de resistência quando as pequenas paredes (PPs) são revestidas, as PPs com blocos assentados na menor face aumentaram em 22% a resistência de ruptura. Este valor foi 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.

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 duas alternativas: (1) 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 6 mm, espaçados de 250 mm e resistência de 280 MPa; (2) aplicar o revestimento por meio de bomba (argamassa projetada) nas duas faces da parede, sem o reparo nas fissuras. O revestimento era de 30 mm de espessura e reforçado com telas de aço com fios 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 com tijolos cerâmicos maciços e submetidos a cargas laterais até a ruína.

Com os resultados Irimies & Crainic observaram que o comportamento das paredes ensaiadas sem danos prévios foi igual no que se refere ao aparecimento das primeiras fissuras. Quanto aos dois métodos de reabilitação utilizados, ambos proporcionaram aumento na rigidez da parede.

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 meio de pilares e vigas de concreto (figura 2.18).

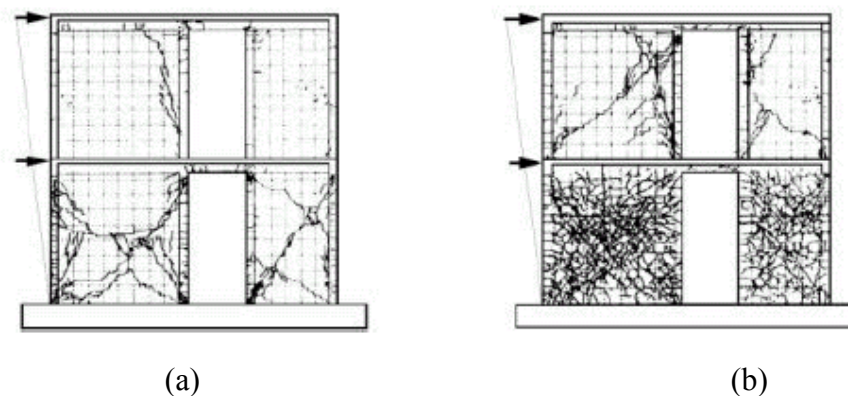


FIGURA 2.18 Modelos ensaiados e configurações de fissuras – (a) modelo sem revestimento (b) modelo reabilitado – extraídas de Alcocer, S. M. et al. (1996)

Alcocer et al. concluíram que a técnica de reabilitação proporcionou às estruturas analisadas um significativo aumento na resistência ao cisalhamento, na rigidez e na capacidade de deformação.

Ehsani & Saadatmanesh (1996) estudaram a reabilitação de paredes de alvenaria não-armada com aplicação de camadas de compósitos de fibras (em formato de telas) – figura 2.19 – considerando-as como revestimento e verificando sua influência no aumento da resistência. Com os resultados observou-se que a resistência à flexão, cisalhamento e ductilidade aumentam significativamente os seus valores com o uso de compósitos de fibras.

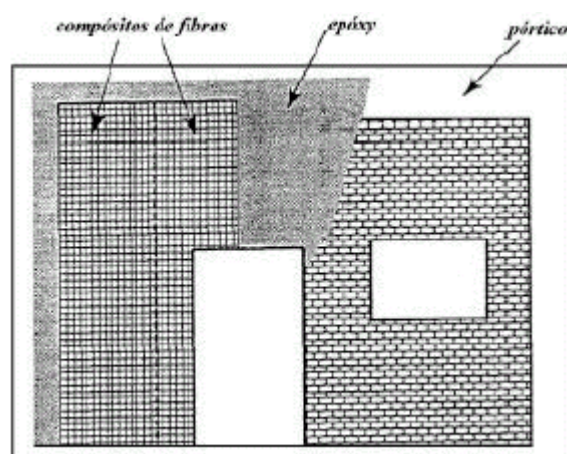


FIGURA 2.19 Exemplo de aplicação dos compósitos de fibras – extraídas de Ehsani & Saadatmanesh (1996)

Oliveira (2001) avaliou o comportamento estrutural de paredes de alvenaria de blocos de concreto reabilitadas e reforçadas pela adição de revestimentos resistentes, verificando sua influência na resistência, ductilidade e durabilidade, em paredes de alvenaria estrutural danificadas e em paredes íntegras. As paredes de alvenaria estrutural foram submetidas a diferentes solicitações: compressão axial, compressão diagonal e ensaios de flexão, representados na figura 2.20.

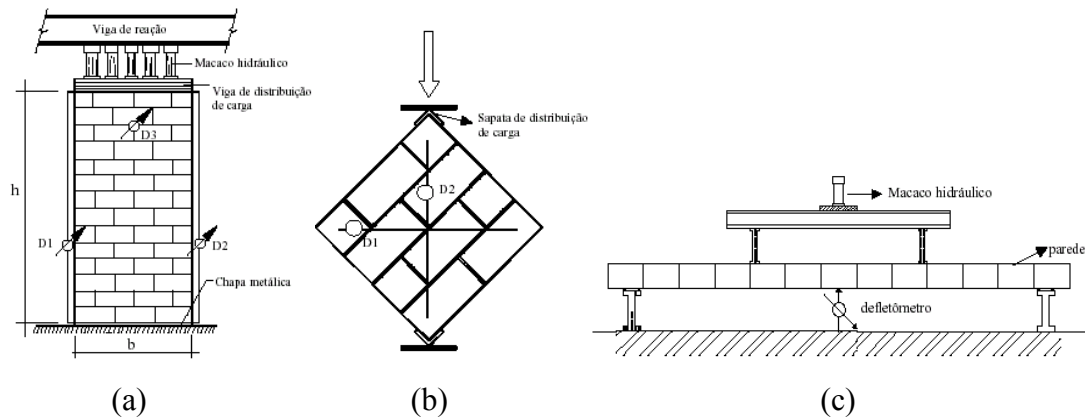


FIGURA 2.20 Ensaios realizados: (a) compressão axial; (b) compressão diagonal; (c) flexão – adaptada de Oliveira (2001).

Oliveira concluiu que o uso de revestimentos resistentes ou microconcreto armado em paredes de alvenaria estruturais aumenta a resistência, a rigidez, a ductilidade e o seu desempenho sob solicitações diversas, como cisalhamento e flexão lateral, mas ressalta a necessidade de mais pesquisas com utilização de outros tipos de blocos como de vedação, outros tipos de revestimentos e a necessidade de verificar o comportamento anisotrópico de paredes de alvenaria submetidas à solicitação bi-axial e de paredes sujeitas à flexo-compressão.

Coelho (2002) reforçou as paredes de alvenaria de dois edifícios através da inserção de armaduras de pequeno diâmetro nas juntas de assentamento. As estruturas dos prédios analisados foram projetadas para sustentar 7 (sete) pavimentos, em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos com 11 cm de espessura. Devido às diretrizes da CEF (Caixa Econômica Federal) para financiamento de prédios, foi necessário alterar as espessuras das paredes para 14 cm, gerando acréscimo nas cargas permanentes atuantes nas estruturas dos pilotis. As análises destas estruturas indicaram que as deformações poderiam provocar patologias nas alvenarias.

Coelho realizou ensaios “in situ” com 3 (três) amostras, compostas por 3 fiadas de blocos cerâmicos (60cm de altura) e comprimento variando de 180 a 225 cm. Foram utilizadas, nas juntas de assentamento, telas eletrossoldadas, galvanizadas, malha 35x35 mm, fio de 2.75 mm e comprimento igual ao da amostra. Todas as juntas verticais das amostras foram preenchidas com argamassa industrializada. A tela foi aplicada sobre um cordão de argamassa, pressionando-a contra o mesmo de forma a imergir.

O carregamento foi aplicado a uma taxa de 100 kg, fornecida por 2 (dois) sacos de cimento. O intervalo entre dois carregamentos variou de 3 a 5 minutos. Durante os ensaios, verificou-se

boa ancoragem da malha na argamassa de assentamento e grande rigidez da parede, rompendo por cisalhamento. Com base nos resultados obtidos e na distribuição das tensões de tração nas amostras sujeitas à flexão, decidiu-se pela inserção das faixas de telas eletrossoldadas nas 5 (cinco) juntas inferiores de assentamento das paredes do primeiro pavimento, o que corresponderia a uma taxa de armadura de $0,24 \text{ cm}^2/\text{junta}$.

Eliminou-se, também, a execução de contra-vergas, substituindo-as por malhas de reforço nas 3 (três) juntas de assentamento imediatamente abaixo da abertura das janelas. Recomendou-se o preenchimento, com micro-concreto, dos blocos situados nos vértices inferiores da abertura, posicionados sobre a malha mais elevada.

Coelho considera que, apesar da realização dos ensaios “in situ”, ainda é necessária uma ampla análise da técnica de reforço que permita determinar um procedimento numérico para cálculo da taxa de armadura para cada situação.

Bastidas et al. (2003) avaliaram o efeito dos compósitos de fibras de vidro nos mecanismos de falha, na resistência e ductilidade e outros parâmetros tais como, a redução dos danos provocados por abalos sísmicos em paredes de alvenaria não estruturais. Os testes experimentais foram realizados em 26 (vinte e seis) painéis com dimensões de $9 \times 70 \times 70 \text{ cm}$ e $9 \times 120 \times 120$, os quais foram reforçados com telas em diferentes posições (figura 2.21).

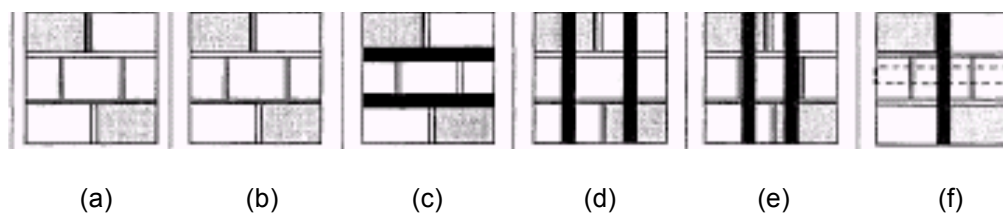


Figura 2.21 Características dos painéis de $70 \times 70 \text{ cm}$ e posição das fibras: (a) e (b) painéis sem reforço, para controle; (c) painel reforçado com 2 lâminas de compósitos de fibra na horizontal; (d) e (e) compósito de fibra na vertical, distância horizontal entre as fibras 33 e 23 cm, respectivamente; (f) painel reforçado com 1 lâmina – adaptada de Bastidas et al.(2003).

Bastidas et al. verificaram, com o teste de compressão diagonal, um aumento na resistência ao cisalhamento e na capacidade de deformação dos painéis reforçados com compósitos de fibras quando comparados com os painéis sem reforço. Para as dimensões dos painéis considerados, os resultados das amostras (c), (d) e (e) indicaram que a resistência ao cisalhamento não necessariamente aumenta com a mudança no espaçamento dos compósitos, entretanto, Bastidas et al. consideram este tipo de espaçamento muito pequeno.

Os testes nos painéis de 120x120 cm confirmaram os resultados obtidos nos painéis de 70x70 cm, observou-se um aumento da resistência ao cisalhamento e da capacidade de deformação – figura 2.22(d).

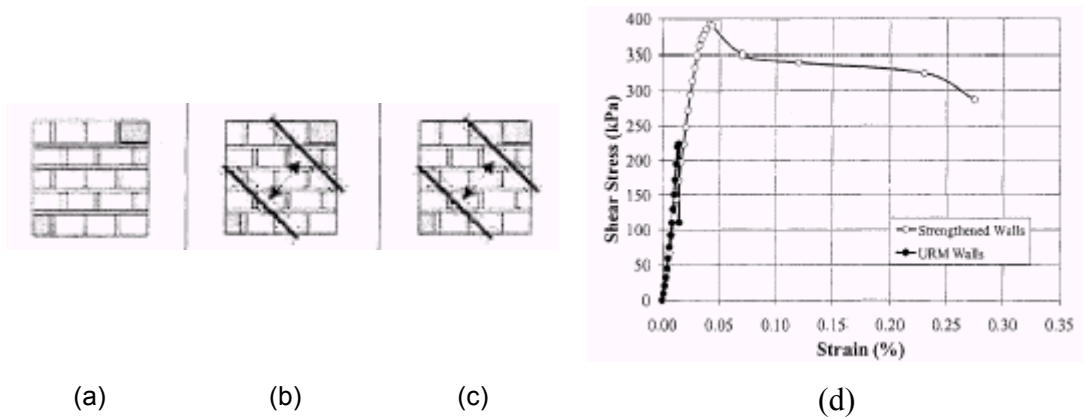


FIGURA 2.22 Características dos painéis de 120x120 cm e posição das fibras: (a) painel sem reforço; (b) e (c) painéis reforçados com 2 lâminas de compósitos de fibra na diagonal; (d) curva tensão de cisalhamento x deformação (Legenda: *URM walls* – painéis sem reforço, *Strengthened walls* – painéis reforçados) – adaptada de Bastidas et al. (2003).

Além destes painéis, uma parede em dimensão real (2.2 m de altura, 3 m de comprimento e 9 cm de espessura) foi testada para validar a técnica de reforço proposta – figura 2.23. A parede foi submetida a cargas horizontais cíclicas com controle de deslocamento e, com base nos resultados dos painéis a parede em escala real foi reforçada com lâminas de compósitos na diagonal com espessura de 2.5 cm. As lâminas foram aplicadas nos dois lados para promover um comportamento simétrico durante o carregamento cíclico.

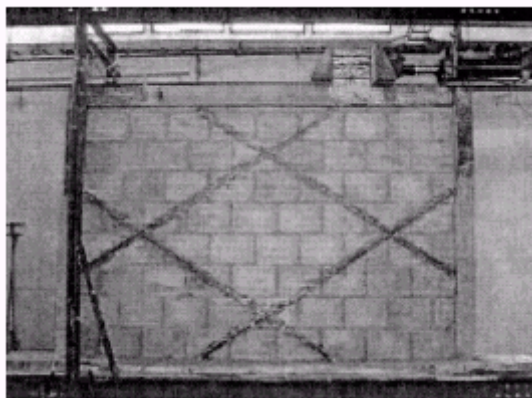


FIGURA 2.23 Parede em escala real reforçada, externamente, com lâminas de compósitos de fibra na diagonal – extraída de Bastidas et al. (2003)

O sistema pórtico de concreto preenchido com alvenaria manteve a sua integridade e estabilidade até o aparecimento da primeira fissura. Além de fissuras, principalmente na quina não reforçada, observou-se a separação entre o pórtico e alvenaria. Os autores consideraram que os níveis de danos observados na alvenaria foram menores em comparação com testes similares realizados por Yamin (1994) e Garcia (1994).

Tumialan et al. (2003) apresentaram os resultados de um programa de investigação que consiste no reforço de paredes de alvenaria não estruturais com barras de compósitos de fibras inseridas nas juntas de assentamento dos blocos. A inserção de barras de compósitos nas juntas tinha como objetivo melhorar a resistência ao cisalhamento da parede. Os autores consideraram que os compósitos de fibras na forma de lâminas ou barras proporcionam soluções viáveis para o reforço de paredes de alvenaria sujeitas a sobrecargas em virtude das propriedades mecânicas destes compósitos, ao baixo custo de instalação, melhor resistência à corrosão e flexibilidade no uso.

Para realização dos ensaios foram construídos 5 (cinco) amostras sendo 1 (um) pórtico de concreto sem alvenaria e 4 (quatro) pórticos de concreto preenchidos com painéis de alvenaria executados com blocos de concreto de dimensões 14x19x39 cm. O pórtico consistia de pilares e vigas com seção transversal de 30x30 cm. As dimensões das paredes eram de 2.60 m de comprimento de 2.40m de altura, os detalhes estão apresentados na figura 2.24. Além de avaliar a capacidade resistente das paredes de alvenaria reforçadas com barras de compósitos, Tumialan et al. avaliaram a interação da alvenaria com os elementos estruturais. Assim, o propósito de testar um pórtico sem alvenaria, segundo os autores, foi determinar a rigidez, a capacidade do pórtico e as mudanças de comportamento do sistema em função da presença da alvenaria quando submetido à cargas horizontais.

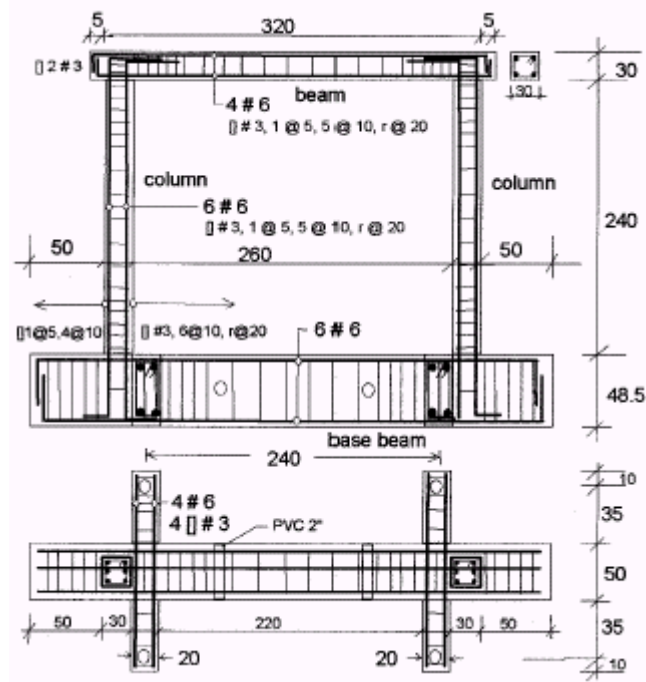


FIGURA 2.24 Dimensões do pórtico de concreto – extraída de Tumialan et al. (2003)

As amostras foram classificadas em IM1, IM2, IM3 e IM4, sendo que: a amostra IM1 não foi reforçada; IM2 foi reforçada com barras de compósitos de fibras inseridas nas juntas de assentamento horizontal e com barras terminando a 10 cm dos pilares do pórtico; IM3 configuração similar a de IM2, porém, com barras ancoradas ao pórtico (10 mm devido à dureza do concreto e a posição das armaduras); IM4 – o painel de alvenaria desta amostra foi isolado do pórtico através de uma camada de poliestireno com 10 mm de espessura entre as vigas e os pilares, o objetivo era evitar a transferência de cargas entre o pórtico e o painel de alvenaria. Os painéis de alvenaria das amostras IM1, IM2 e IM3 foram integrados ao pórtico através da colocação de argamassa na junção pórtico/painel.

As amostras IM2 e IM3 foram reforçadas com barras de compósitos de fibras com diâmetro de 6.25 mm, diâmetro definido a partir da espessura das juntas, não podendo ultrapassar 10 mm, conforme autores. As barras foram instaladas da seguinte forma: (1) corte de parte da argamassa; (2) preenchimento das juntas com cola à base de epóxi; (3) inserção das barras e (4) re-preenchimento. A figura 2.25 ilustra alguns aspectos do procedimento de reforço.



FIGURA 2.25 Reforço estrutural (amostras IM2 e IM3): (a) aplicação da cola à base de epóxi; (b) Instalação das barras com $\varnothing 6.25$ mm – extraída de TUMIALAN et al. (2003)

Cada teste consistiu em oito fases de controle de deslocamento. As fases de deslocamento de 1 a 8 são 1.0, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0, 12.5, 15.0 e 18.0 mm, respectivamente. Em cada fase mais do que um ciclo, usualmente dois ou três, foram aplicados.

Tumialan et al. concluíram, através da aplicação de cargas horizontais cíclicas no plano sob controle de deslocamento, que a degradação da rigidez (“*força lateral / deslocamento correspondente em cada fase de teste*”) nos painéis reforçados não acompanhou a degradação da resistência. Ao contrário, a fissuração da amostra não reforçada resultou em degradação da rigidez e da resistência, o que levou à perda da estabilidade. Observaram, também, que a rigidez lateral das amostras reforçadas tende a estabilizar e é aproximadamente 60 % maior do que a rigidez do painel não reforçado (Figura 2.26(a)); verificaram, após a fase 6, uma contribuição significativa das barras de compósitos no controle da fissuração – figura 2.26(b). Para verificar as deformações das barras foram aderidos cinco extensômetros nas barras de compósitos de fibras das amostras IM2 e IM3.

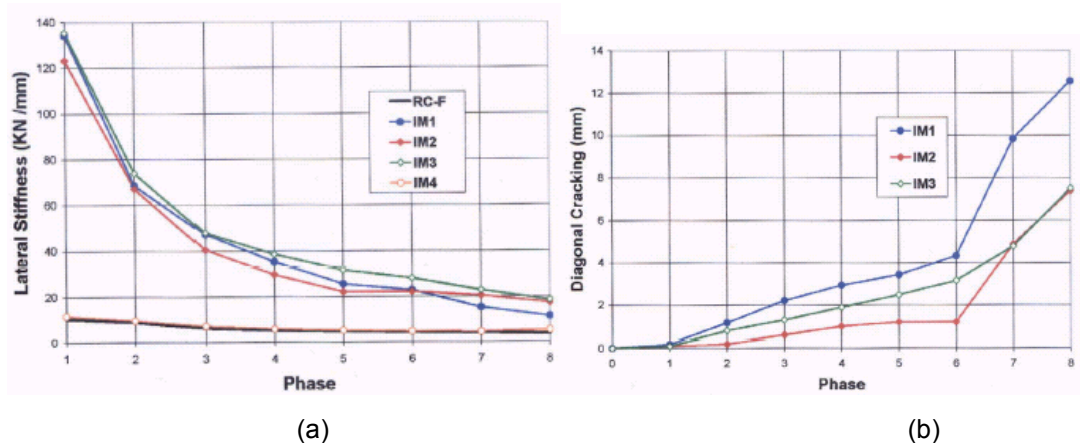


FIGURA 2.26 Resultados dos ensaios: (a) rigidez lateral x fase de deslocamento; (b) acúmulo de fissuras diagonais x fase de deslocamento – Tumialan et al. (2003)

Quanto à técnica de isolamento do painel em relação ao pórtico com fibras de poliestireno, verificou-se que depois de um nível de deslocamento de 10 mm, a faixa de poliestireno foi expulsa e o painel tornou-se parte do sistema resistente à cargas laterais. Concluíram que uma faixa espessa de isolamento deve ser usada se forem necessárias forças maiores para acomodação. Ao contrário, a técnica de integração do painel de vedação com o pórtico através da ancoragem das barras de compósitos não representou qualquer vantagem, principalmente, devido à dificuldade de sua implantação.

Diante da técnica utilizada para reforço das amostras IM2 e IM3, os autores salientam que as barras de compósitos oferecem maiores vantagens, tanto para reforço estrutural quanto para reabilitação de paredes de alvenaria, em comparação com as lâminas de compósitos fixadas na parte externa. Consideram maior flexibilidade no uso, mudanças mínimas após o reparo e uma perda mínima de espaço durante o reparo, diminuindo o incômodo dos moradores. Porém, recomendam a realização de outros ensaios considerando diferentes carregamentos e tipos de materiais para reforço.

Valluzzi et al. (2004) avaliaram o comportamento mecânico de estruturas históricas de alvenaria reabilitadas através da inserção de armaduras nas juntas. Testes experimentais e análise numérica mostraram que a presença de armaduras nas juntas permitiria controlar o fenômeno de fissuração – que, segundo os autores, muitas vezes associado à deformação lenta leva as estruturas antigas ao colapso – e manteria a estrutura em condições satisfatórias de segurança. O objetivo da técnica de reabilitação era controlar o fenômeno de dilatação⁴ e o processo de fissuração devido ao recalque diferencial e à variação higrotérmica.

Valluzzi et al. apresentaram dois casos de estudo – torre de alvenaria da Igreja St. Giustina (figura 2.27) e torre de alvenaria da Igreja Sofia (Pádua, Itália) – nos quais a técnica de reabilitação foi utilizada devido ao excessivo estado de degradação caracterizado, principalmente, por fissuras. Para validação da técnica e a fim de avaliar os efeitos mecânicos da intervenção, alguns testes em laboratório foram realizados na Escola Politécnica de Milão e na Universidade de Pádua.

⁴ “O fenômeno de dilatação no comportamento da alvenaria pode ser atribuído à argamassa e associado a uma tendência de aumento do volume quando a mesma se deforma sob solicitações tangenciais (LOURENÇO, 1996)”.



FIGURA 2.27 Vista da torre de St. Giustina (Pádua, Itália) e configuração das fissuras – Valluzzi et al. (2004)

A princípio os possíveis efeitos da técnica como reforço de alvenaria foram estudados teoricamente através da modelagem numérica 2D levando em consideração a não linearidade dos materiais. Através desta investigação preliminar, verificou-se a eficiência da intervenção ao controlar o fenômeno de dilatação sob cargas aplicadas perpendicularmente às juntas de assentamento. Segundo Valluzzi et al., a análise numérica permitiu, também, otimizar a escolha do material para o reforço (número e tamanho das barras, espaçamento das juntas reforçadas) e, desta forma, definiu-se o modelo das amostras que seriam ensaiadas, ilustrado na figura 2.28.

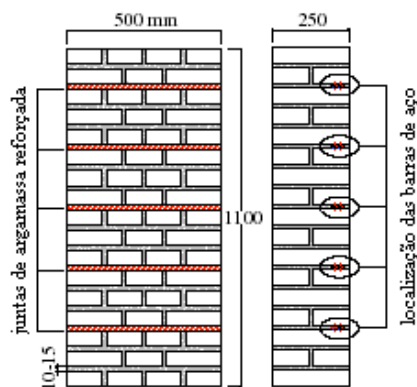


FIGURA 2.28 Características geométricas dos painéis e “layout” do reforço – adaptada de Valluzzi et al. (2004)

Foram construídos nove painéis de alvenaria nas dimensões de 110x50x25 cm e submetidos a cargas de compressão. Os testes de compressão foram realizados sob controle de deslocamento e, a fim de evitar o colapso dos painéis, o descarregamento ocorreu a 80% da tensão de pico. Em seguida, a técnica de reforço foi aplicada em apenas cinco painéis, devido ao alto dano causado nos demais após os primeiros testes. Em tais painéis, antes de reforçar as juntas de assentamento, algumas fissuras foram reparadas. Para comparar os resultados experimentais, um dos painéis foi testado somente após o reforço. A figura 2.29 mostra alguns detalhes do reforço.

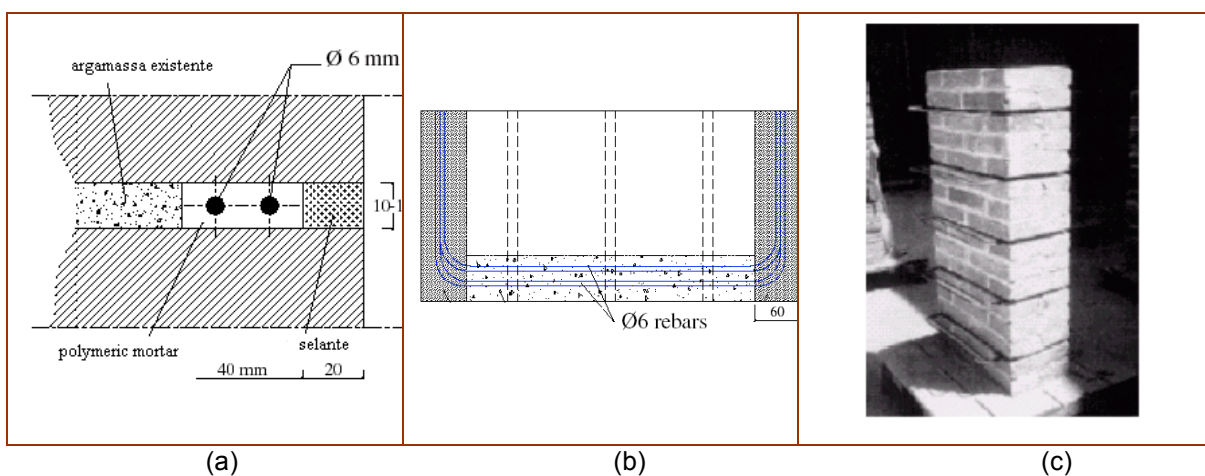


FIGURA 2.29 Reforço das juntas de assentamento: (a) detalhes do reforço das juntas; (b) seção transversal dos painéis; (c) painel reforçado – adaptada de Valluzzi et al. (2004)

Conforme ilustrado na figura 2.29, foram utilizadas barras de aço inoxidável ($2\text{Ø}6\text{ mm}$) inseridas a cada três juntas de assentamento (espessuras 10 a 15 mm); o reforço foi realizado em um dos lados painéis – figura 2.29(b). A fim de proporcionar uma ancoragem apropriada, as barras foram dobradas e fixadas em um dos lados dos painéis.

Através da análise experimental e numérica Valluzzi et al. concluíram que a inserção de armaduras nas juntas diminui as tensões de tração nos blocos e a dilatância da alvenaria. A modelagem numérica confirmou a eficiência da técnica, mostrando e quantificando a redução das tensões de tração nos blocos devido à presença das barras. Em particular, para a configuração adotada no estudo, houve uma redução nas tensões de tração nos painéis reforçados de aproximadamente 40% em relação aos não reforçados – figura 2.30.

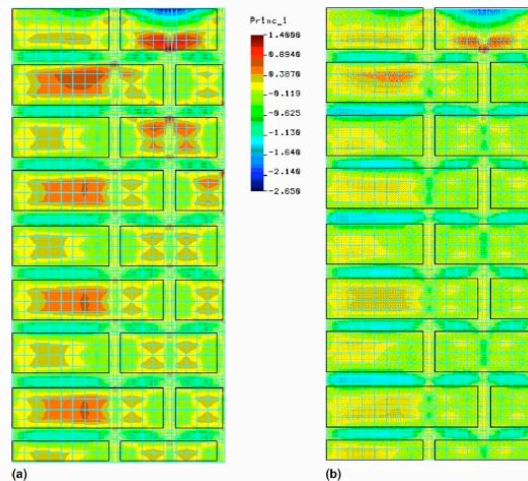


FIGURA 2.30 Tensões principais em um quarto de painel: (a) original (b) reforçado – (VALLUZZI et al. (2004))

Nos testes experimentais, os resultados obtidos foram significativos em termos de deformação. No lado reforçado dos painéis, observou-se uma redução do processo de fissuração e as fissuras que ocorreram, apresentaram inclinação sempre vertical. Ao contrário, o lado não reforçado dos painéis apresentou fissuras com maior abertura e ocorreram danos com maiores proporções, principalmente, nas quinas e no meio do painel. Apesar dos resultados obtidos, Valluzzi et al. sugerem que outras pesquisas sejam realizadas para verificação do comportamento da técnica de reforço utilizando diferentes tipos de materiais.

A técnica foi utilizada na reabilitação de construções históricas de alvenaria localizadas em Pádua (Itália), conforme especificado anteriormente. Algumas imagens registradas durante as fases de aplicação estão ilustradas na figura 2.31.



FIGURA 2.31 Exemplo de reforço de estruturas de alvenaria danificadas através da inserção de armaduras nas juntas – fases de intervenção: (a) corte da junta; (b) localização das barras; (c) vista das juntas reforçadas; (d) fase final – (VALLUZZI et al. (2004)).

Gouveia, Haach et al. (2007) apresentaram duas principais soluções em alvenaria com armadura de junta que são objeto de estudo na Universidade do Minho. Abordaram aspectos de concepção e tipologias e, complementarmente, os resultados experimentais de ambas as soluções: alvenaria confinada e alvenaria estrutural armada. O objetivo deste trabalho (em estudo) é avaliar o desempenho de diferentes soluções em alvenaria armada para ações sísmicas.

O projeto no qual adota-se como solução construtiva a alvenaria armada encontra-se em estudo. Neste projeto, foram propostas duas tipologias de blocos de concreto: blocos de duas células e blocos de três células, ver figura 2.32.

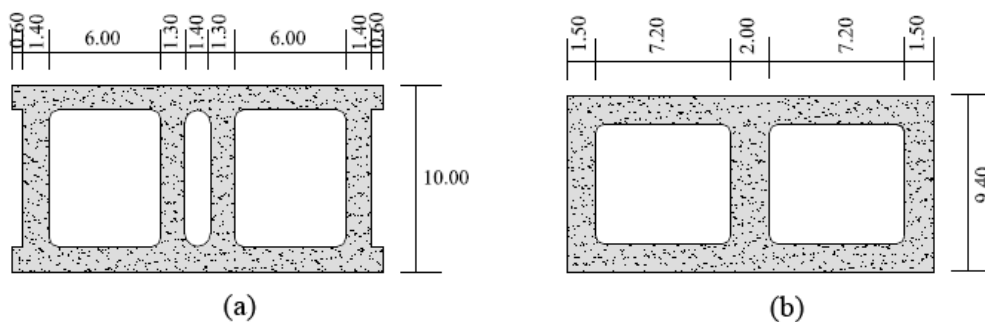


FIGURA 2.32 Geometria e forma dos blocos utilizados nos dois sistemas construtivos em alvenaria armada de blocos de concreto: (a) blocos de duas células; (b) blocos de duas células – (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).

No sistema construtivo constituído por blocos de duas células (definido como CS1), são ensaiadas duas possibilidades diferentes para a colocação da armadura nas juntas verticais: armaduras verticais embebidas em juntas verticais contínuas de argamassa e armaduras verticais colocadas numa das células verticais preenchida posteriormente por argamassa. Em ambos os casos, consideraram-se a colocação de armaduras horizontais de junta. As armaduras verticais e horizontais são armaduras treliçadas prefabricadas tipo Murfor, produzidas pela Bekaert.

O sistema construtivo CS2 baseia-se na utilização de blocos de três células. Neste sistema são previstos dois tipos de aparelho: o aparelho tradicional que permite a colocação das armaduras simultaneamente na célula interna do bloco e na célula formada pelas abas externas e, o aparelho modificado com junta vertical contínua formada exclusivamente pelas abas dos blocos – ver figura 2.33 e 2.34.

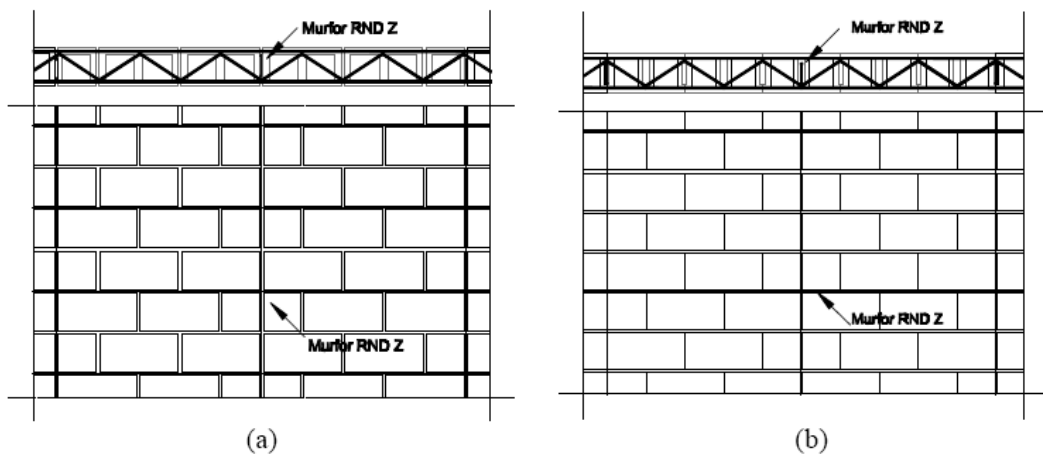


FIGURA 2.33 Sistemas construtivos: (a) bloco de duas células (CS1); (b) bloco de três células (CS2) – (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).

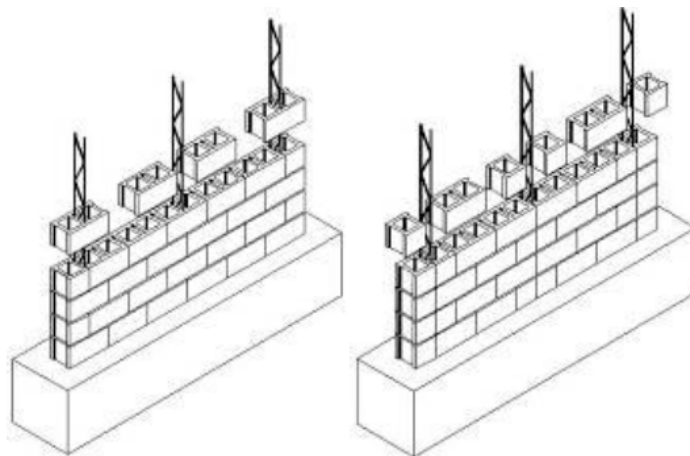


FIGURA 2.34 Esquematização tridimensional do sistema construtivo de blocos de três células (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).

Gouveia, Haach et al. consideram que o aparelho modificado permite o posicionamento prévio das armaduras verticais, enquanto que o aparelho tradicional implica a utilização de emenda das armaduras verticais.

Para validação da proposta foram realizados testes experimentais que consistem na caracterização do material e em painéis de alvenaria em escala reduzida o que se trata de um procedimento tradicional seguido pela maioria dos laboratórios na avaliação do comportamento das paredes de alvenaria sujeitas às ações sísmicas.

Quanto aos resultados obtidos em alguns testes já realizados, Gouveia, Haach et al. verificaram que a resistência à compressão dos dois tipos de blocos é muito próxima (atribuíram que esta diferença de valores à geometria uma vez que foi utilizado o mesmo traço na fabricação dos blocos); quanto ao módulo de elasticidade, nos blocos de três células apresenta um valor significativamente superior ao dos blocos de duas células, o que atribuíram à existência de mais uma nervura interna.

Em ambos os sistemas construtivos a resistência à compressão da alvenaria foi obtida com base na norma EN 1052-1, cuja geometria das paredes e instrumentação encontram-se ilustradas na figura 2.35. A argamassa utilizada na construção das mini-paredes foi uma argamassa fabricada em laboratório com traço 1 : 3 (cimento : areia) em volume.

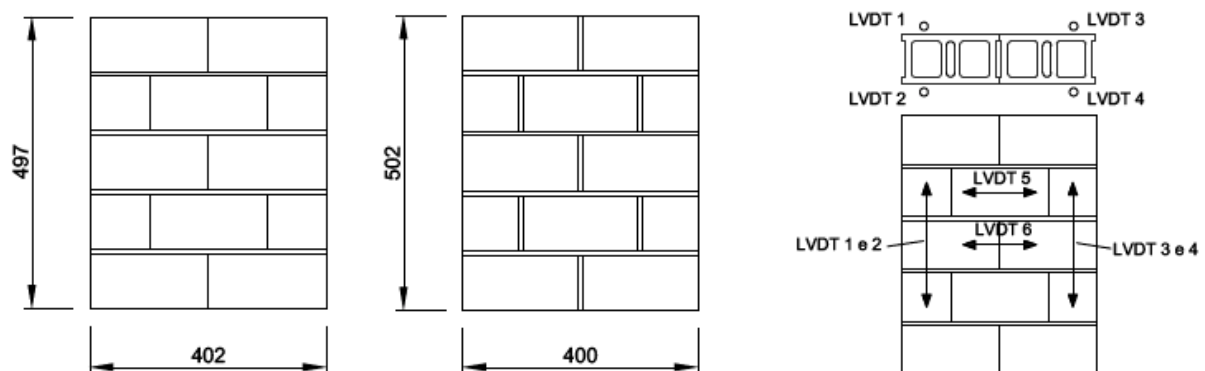


FIGURA 2.35 Geometria e instrumentação das paredes para ensaio de compressão uniaxial (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).

Verificaram-se diferenças significativas em termos de resistência à compressão e rigidez na alvenaria de junta seca relativamente à junta preenchida. Em termos de modo de ruptura, verificaram que há variações entre os dois aparelhos. Os diagramas força-deslocamento mostraram que a alvenaria de blocos de três células comporta-se de uma maneira frágil,

enquanto que o comportamento após pico de carga na alvenaria de blocos de duas células é característico de materiais dúcteis.

Além dos ensaios de caracterização dos materiais e da alvenaria, foram realizados ensaios cíclicos estáticos das paredes de alvenaria correspondentes às diferentes soluções construtivas, cujo esquema de ensaio se encontra ilustrado na figura 2.36 e instrumentação na figura 2.37.

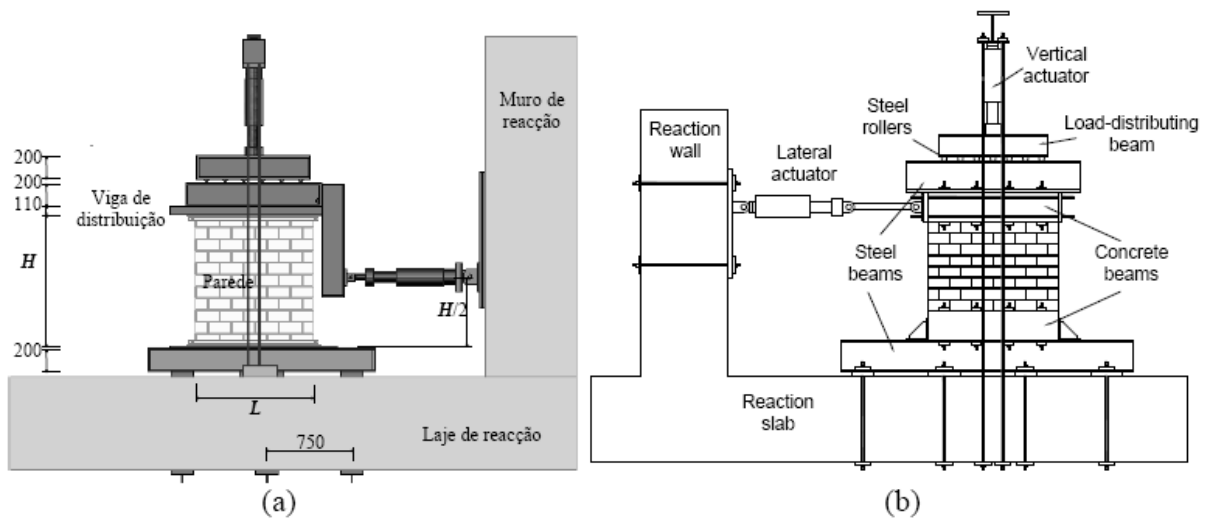


FIGURA 2.36 Esquema dos ensaios de paredes de alvenaria submetidas à ação combinada de ações verticais e horizontais: (a) Projeto Sinales; (b) Projeto Diswall (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).

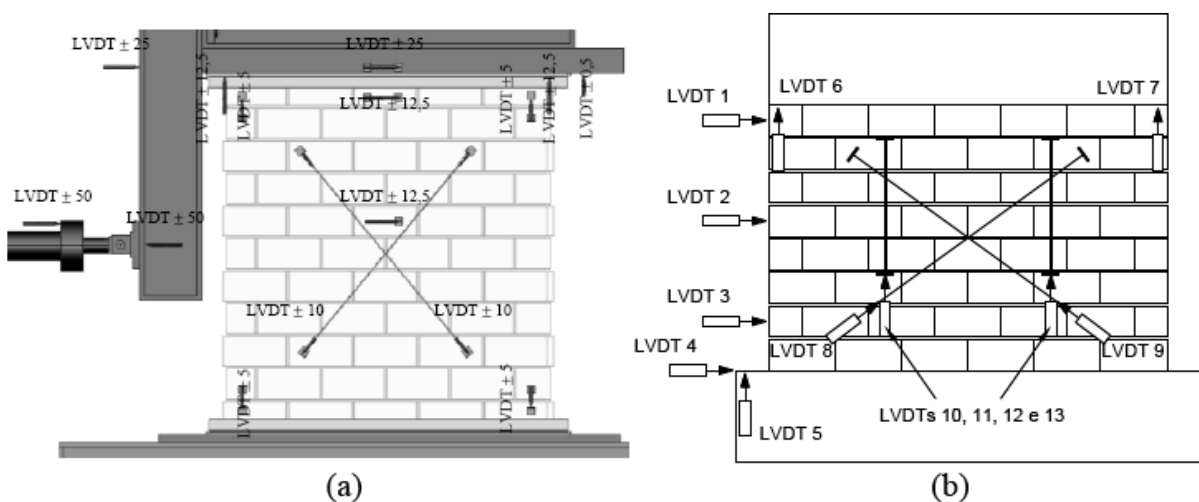


FIGURA 2.37 Instrumentação típica de paredes de alvenaria submetidas à ação combinada de ações verticais e horizontais: (a) Projeto Sinales; (b) Projeto Diswall (GOUVEIA, HAACH et al., 2007).

Nas paredes de alvenaria confinada com armadura de junta horizontal, verificaram-se níveis de degradação mais acentuada do que nas paredes sem armadura, acontecendo uma maior sollicitação dos elementos de confinamento à tração. Segundo os autores da pesquisa (Gouveia, Haach et al.), o efeito da amarração da armadura aos elementos de confinamento foi traduzido numa maior uniformidade do nível de degradação, maior sollicitação dos elementos de confinamento, maior resistência última e maior dissipação de energia.

A comparação entre o padrão de fissuração nas paredes de blocos de duas células permitiu observar que na parede com aparelho tradicional a fissuração foi mais distribuída que na parede com juntas verticais armadas contínuas, onde o dano se concentrou mais na parte inferior da parede. Verificaram, também, que o aparelho correspondente à existência de uma junta vertical apresentou um desempenho similar ao das paredes com aparelho tradicional, além disso, o preenchimento da junta vertical nas paredes de blocos de três células não se traduziu em diferenças significativas no modo de colapso. Desta forma, os autores concluíram que a alteração do aparelho não altera significativamente a forma de colapso das paredes e por outro lado permite simplificar de modo significativo a tecnologia de construção.

Quando comparada a variação da taxa de armadura horizontal, constataram que o valor médio da resistência lateral é aproximadamente igual para as paredes, o que mostrou que nas paredes de blocos de concreto do estudo e em termos de resistência não há vantagem em aumentar a armadura horizontal. Por outro lado, a colocação da armadura horizontal não se traduziu no aumento da resistência lateral em comparação à parede não armada. As paredes com menor percentagem de armadura horizontal apresentaram um maior valor de deslocamento lateral máximo.

Finalmente, com base nos resultados experimentais, os autores concluíram que a alvenaria armada e confinada apresenta potencialidades de constituir uma solução na construção, com técnicas simples sem exigir significativas alterações na mão de obra.

A seguir, apresentam-se alguns aspectos considerados importantes dos estudos analisados.

2.6 ASPECTOS IMPORTANTES DOS ESTUDOS APRESENTADOS.

- A utilização de lâminas / barras de compósitos de fibras, barras de aço inoxidável ou telas – materiais com alta resistência à tração – nas alvenarias, segundo os estudos realizados, aumentou a capacidade de deformação dos painéis, a rigidez e diminuiu a fissuração. Seja a utilização destes materiais como revestimento, externamente ou nas juntas de assentamento dos blocos.
- O modo de ruptura ocorreu abruptamente, de forma frágil, quando não havia um dos materiais considerados para o reforço da alvenaria. Devido à existência de um dos materiais, observou-se uma redistribuição dos esforços contendo o processo de fissuração.
- O uso de revestimentos resistentes com telas soldadas ou lâminas de compósitos de fibras aplicados externamente aos painéis de alvenaria tornou as paredes mais rígidas desde que houvesse um adequado efeito de confinamento. Assim, as telas ou as lâminas contribuíram para o retardamento do mecanismo de fratura, porém, como a parte mais frágil da parede se encontra nos septos dos blocos e sua ruptura se dá por fenômenos abaixo descritos, o núcleo (parede) rompe mesmo que o revestimento ainda não tenha esgotado a sua capacidade resistente.
- Segundo Oliveira (2001), quando as paredes são submetidas aos esforços de compressão e/ou flexão, a ruptura se dá nos septos dos blocos antecedida de fissuras verticais no plano da parede. Pesquisadores justificam que tal comportamento se dá pelo fato da argamassa de assentamento ser mais deformável que o bloco (figura 2.38). 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.

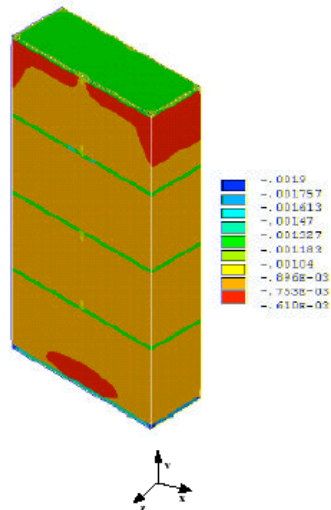


FIGURA 2.38 Deformação na direção y de uma parede submetida à compressão: a argamassa das juntas horizontais deforma-se mais do que os blocos e até mesmo do que a argamassa das juntas verticais – adaptada de Oliveira (2001).

Conforme observado por Oliveira (2001), a figura 2.39(a) ilustra que as maiores tensões σ_x se localizam na largura dos blocos próximas das juntas horizontais e no plano da parede. As maiores tensões σ_z se localizam nas paredes dos blocos em uma área também muito próxima das juntas horizontais. Observam-se, também, tensões de tração na região da largura dos blocos em torno da junta de argamassa (figura 2.39(b)).

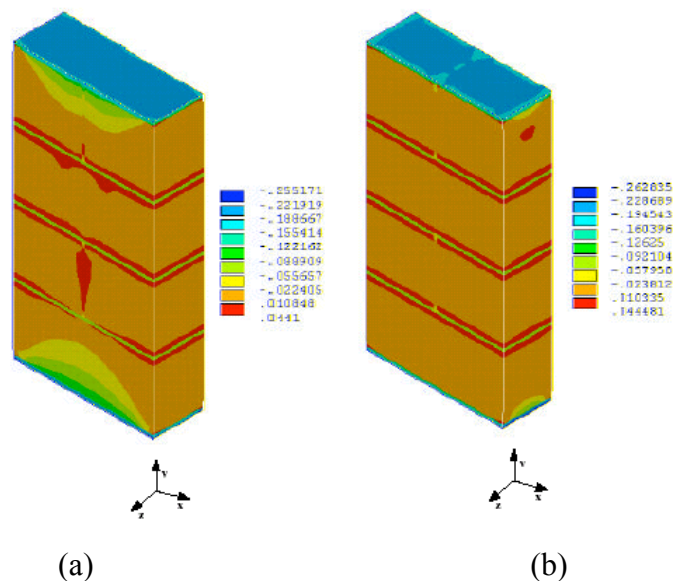


FIGURA 2.39 Distribuição das tensões em uma parede submetida à compressão: (a) distribuição das tensões σ_x ; (b) distribuição das tensões σ_z ; (OLIVEIRA, F.L. (2001)).

- O uso de barras de compósitos ou barras de aço para reforço nas juntas de assentamento das paredes de alvenaria mostrou-se uma técnica com maiores vantagens em comparação ao uso externo de lâminas de compósitos de fibras ou revestimentos com telas: *“trata-se de uma técnica simples e, principalmente, preserva os aspectos estéticos da alvenaria uma vez que o reforço é realizado internamente”* – (TUMULIAN et al. (2003)).

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o embasamento teórico adquirido, conclui-se que a técnica de utilização de armaduras e a aplicação de revestimentos são eficazes na recuperação e no reforço de paredes de alvenaria. Todavia, ressalta-se a necessidade de mais pesquisas nessa área para melhor esclarecimento, principalmente, do uso de armaduras nas juntas de assentamento dos blocos. Estudos que contribuirão para a análise da técnica de reforço conforme os tipos de materiais disponíveis no Brasil; no estabelecimento das vantagens e desvantagens da técnica; na definição de procedimentos para quantificar a taxa e a disposição de armadura ao longo da parede, o acréscimo da resistência em relação à quantidade de armadura utilizada e ao tipo de esforço aplicado (figura 2.40). Além da necessidade de pesquisas que auxiliarão na definição de regras de projetos para paredes de alvenaria de vedação reforçadas com armadura de junta.

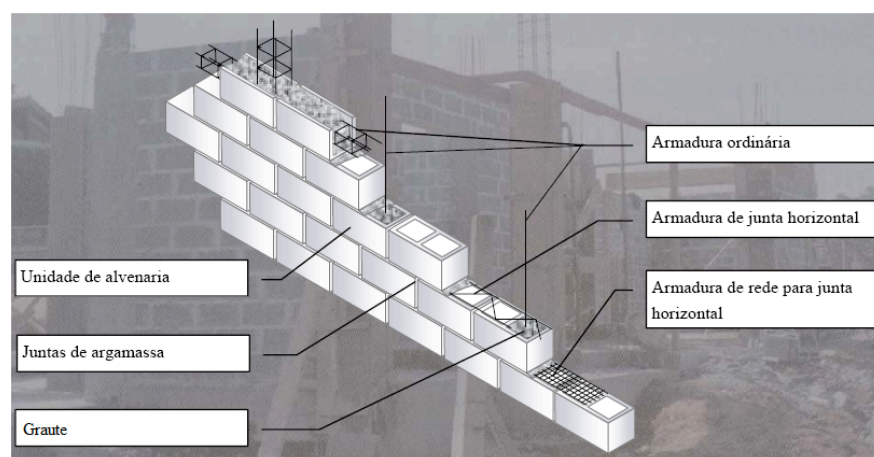


FIGURA 2.40 Esquemas representativos dos tipos de reforço com armaduras para paredes de alvenaria (GOUVEIA, J. M. (2007)).

CAPÍTULO 3

ESTUDO EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, descrevem-se o programa experimental, os procedimentos adotados para a realização dos testes e as considerações gerais acerca dos resultados dos ensaios à flexão no plano efetuados em pequenas paredes (aqui denominadas mini-paredes) de alvenaria executadas com blocos cerâmicos furados sem função estrutural e com armadura de junta.

O programa experimental consistiu num grupo de ensaios à flexão em mini-paredes sem e com armadura imersa na argamassa das juntas horizontais de assentamento dos blocos. Foram construídas quatro mini-paredes em alvenaria com 280 cm de comprimento e 120 cm de altura e nove mini-paredes de dimensões 400 cm x 120 cm (comprimento x altura) – executadas com blocos cerâmicos furados sem função estrutural de 29x19x14 cm.

Os objetivos traçados para a realização destes ensaios à flexão em mini-paredes foram:

- verificar o desempenho das mini-paredes com armaduras inseridas nas juntas horizontais de assentamento;
- avaliar a disposição de armadura inseridas nas juntas horizontais de assentamento de paredes em alvenaria não estruturais;
- avaliar a ductilidade alcançada com a inserção de armaduras nas juntas horizontais;
- comparar a capacidade resistente das mini-paredes com e sem armaduras inseridas nas juntas horizontais;

- avaliar a flecha máxima no meio do vão, a fim de cumprir os estados limites de fissuração.

Desta forma, para avaliar experimentalmente o comportamento das alvenarias de vedação reforçadas com armaduras nas juntas horizontais, o programa experimental englobou as seguintes fases:

- análise das propriedades individuais dos materiais – blocos, argamassa e armadura para alvenaria – a fim de verificar a influência destes fatores no desempenho da alvenaria de vedação;
- caracterização do conjunto, através de ensaios experimentais em mini-paredes de alvenaria com blocos cerâmicos furados sem função estrutural, para verificar a interação entre as propriedades e a influência destas na resposta do experimento.

Inicialmente, será apresentada a caracterização física e mecânica dos componentes das mini-paredes. Em seguida, a descrição, metodologia, sistema e resultados dos ensaios à flexão em mini-paredes sem e com armadura de junta imersa na argamassa de assentamento dos blocos.

Os ensaios foram desenvolvidos no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DOS CONSTITUINTES DAS MINI-PAREDES DE ALVENARIA

A caracterização dos materiais compreendeu os seguintes itens: caracterização física e mecânica dos blocos (FIG. 3.1(a)), da argamassa e do graute. Quanto às propriedades da armadura de junta (FIG. 3.1(b)), estas foram fornecidas pelo fabricante e estão descritas na tabela 3.1.

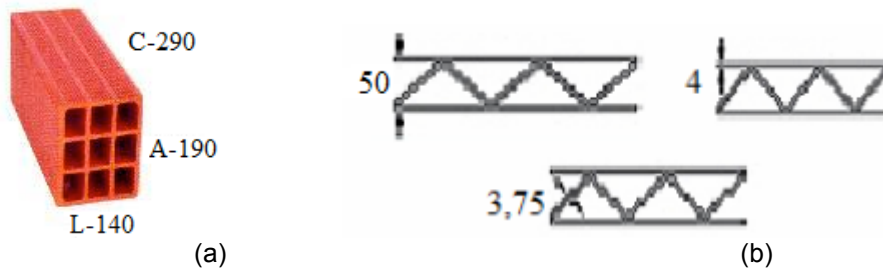


FIGURA 3.1 Detalhes do bloco e da armadura utilizados na construção das mini-paredes (dimensões em mm): (a) características geométricas do bloco cerâmico furado de vedação; (b) dimensões da armadura em treliça de aço galvanizado – armadura Murfor (RND-Z. 4/50).

Tabela 3.1 – Propriedades físicas e mecânicas da armadura de junta.

Características dimensionais da armadura				
Tipo				Comprimento longitudinal (m)
RND-Z.	(mm)	(mm)	(mm)	
4/50 ⁽¹⁾	50 ⁽²⁾	4	3,75	3,05
Características físicas e mecânicas da armadura				
Aço	Resist. à tração (MPa)	Limite de elasticidade (MPa)	Resist. min. ao corte de solda (N)	Peso (kg/m)
Fe TE 500	550	500	2.500	0,4

⁽¹⁾ Armadura de junta do tipo Murfor, em aço A500 galvanizado, com 2 barras de $\phi 4$ mm e afastamento de 50 mm (RND-Z. 4/50) – sendo que RND indica “Round”, Z galvanizado, 4 o diâmetro das barras (em mm) e 50 o afastamento entre as barras (em mm).

⁽²⁾ Para a execução das mini-paredes foram doadas as armaduras em treliça plana com espaçamento entre as barras longitudinais de 50 mm (RND-Z. 4/50). Considerando que os blocos cerâmicos doados para a pesquisa tinham espessura de 140 mm (FIG. 4.1(a)), neste caso, segundo recomendações do Manual técnico do fabricante, seria conveniente a utilização da armadura em treliça plana Murfor RND-Z. 4/100 – espaçamento de 100 mm entre as barras longitudinais. *Entretanto, não foi possível alterar o lote dos blocos ou das armaduras de junta – encontravam-se disponíveis no Brasil apenas as armaduras para alvenaria com espaçamento entre as barras longitudinais de 115 mm, além das utilizadas na pesquisa.*

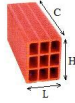
Quanto às normas para realizar os ensaios, em alguns casos, foram utilizadas as recomendações e métodos de ensaios de normas para alvenaria estrutural, uma vez que não há norma específica para alvenaria de vedação.

3.2.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DOS BLOCOS

Na confecção das mini-paredes foram utilizados blocos cerâmicos furados, sem função estrutural, com as dimensões de 14 cm x 19 cm x 29 cm (ver FIG. 4.11) – uma vez que se trata do tipo de material empregado em aproximadamente 80% (oitenta por cento) das construções em alvenaria de vedação no Brasil. Para caracterização física e mecânica dos blocos foram realizados os seguintes testes experimentais: ensaio de resistência à compressão simples, determinação da taxa inicial de absorção e do índice de absorção de água, assim como, ensaios de resistência à compressão simples em prismas com dois blocos.

Características geométricas: antes da realização dos testes experimentais, conforme recomendações da norma técnica brasileira NBR 15270/3 (ABNT, 2005), foi realizada a caracterização geométrica dos blocos cerâmicos furados utilizados na confecção das mini-paredes, cujas medidas encontram-se na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Características geométricas dos blocos cerâmicos furados.

Caracterização geométrica 

Lote 1			
Amostra	L (cm)	H (cm)	C (cm)
1	13,5	18,5	28,5
2	13,5	18,5	29,0
3	14,0	18,5	29,0
4	13,5	18,5	29,0
5	13,5	18,5	29,0
6	13,5	19,0	28,5
Média	13,6	18,6	28,8
Lote 2			
Amostra	L (cm)	H (cm)	C (cm)
1	13,5	19,0	28,5
2	14,0	19,0	28,8
3	13,5	18,8	28,8
4	13,5	18,8	28,8
5	13,8	19,0	29,0
6	14,2	18,7	28,8
Média	13,8	18,9	28,8

Resistência à compressão simples: os ensaios de resistência à compressão simples foram executados segundo a norma técnica brasileira NBR 15270/3 (ABNT, 2005) cujos resultados encontram-se na tabela 3.3. Para a execução das mini-paredes foram doados dois lotes de blocos, desta forma, conforme recomendações da referida norma foram retiradas doze amostras aleatórias de cada lote doado.

A figura 3.2 ilustra o esquema de como os corpos-de-prova foram ensaiados, ressaltando a posição dos furos dos blocos cerâmicos.

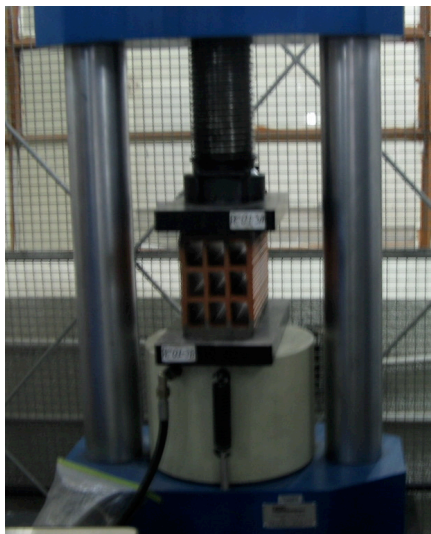


FIGURA 3.2 Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão dos blocos cerâmicos – ressaltando a posição dos furos.

Tabela 3.3 – Resultados da resistência à compressão axial dos blocos.

Lote	Resistência à compressão axial (área bruta)		
	Média (MPa)	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
1	4,30	0,83	19,30
2	4,00	0,90	22,50

De acordo com a referida norma e os resultados apresentados, tratam-se de blocos da classe 25 cuja resistência à compressão na área bruta é superior à 2,5 MPa.

Absorção de água inicial (AAI): esta taxa inicial de absorção é uma característica apresentada pelo bloco que possui a propriedade de retirar a água presente na argamassa de assentamento por um efeito de capilaridade que produz uma ação de sucção. O ensaio foi realizado segundo as prescrições da NBR 15270/3 (ABNT, 2005). Os equipamentos necessários para realização do ensaio foram estufa, balança, reservatório e um cronômetro. A amostra foi composta por

seis blocos cerâmicos de cada lote – o que corresponde ao número mínimo normalizado – cujos resultados encontram-se na tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Absorção de água inicial.

Absorção de água inicial			
Lote	Média (g/193,55 cm ²)/min	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
1	7	0,73	10,43
2	9	0,90	10,00

De acordo com as recomendações da referida norma, caso o índice de absorção de água inicial para os blocos cerâmicos estruturais ou de vedação resulte superior a 30 (g/193,55 cm²)/min, os blocos devem ser umedecidos antes do assentamento para o seu melhor desempenho. Neste caso, de acordo com os resultados apresentados na tabela 4.3, não foi necessário tal procedimento para os blocos dos lotes doados.

Índice de absorção d'água: a NBR 15270/3 (ABNT, 2005) indica que a absorção de água dos blocos cerâmicos não deve ser inferior a 8% e nem superior a 25%. Seguindo as recomendações da referida norma, a amostra foi composta por seis blocos cerâmicos de cada lote – o que corresponde ao número mínimo normalizado. Os resultados do ensaio encontram-se na tabela 3.5 e, em ambos os lotes, apresentaram índice dentro dos limites especificados.

Tabela 3.5 – Índice de absorção d'água.

Índice de absorção d'água			
Lote	Média (%)	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
1	17	0,85	5
2	19	0,95	5

Módulo de elasticidade: não foi possível determinar o valor do módulo de elasticidade dos blocos, por falta de local, restrição no orçamento e instrumentação necessária para a realização do ensaio. Desta forma, para a análise numérica foram adotados valores do módulo de elasticidade obtidos a partir da literatura.

3.2.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DA ARGAMASSA

Utilizou-se na confecção das mini-paredes argamassa industrializada para alvenaria de vedação, que, segundo o fabricante PRECON S.A., é indicada para revestir paredes e tetos em áreas internas e externas, assentar alvenarias de vedação e fazer pequenos reparos. Na tabela 3.6, encontram-se as características físicas e mecânicas da argamassa que, segundo especificações do fabricante, seguem as recomendações da NBR 13281.

Tabela 3.6 – Características físicas da argamassa segundo especificações do fabricante.

Argamassa industrializada Classe II – normal b			
Característica	Idade (dias)	Valor	Unidade
Densidade (estado fresco)	-	1,85	g/cm ³
Resistência de aderência	28	≥ 0,3	MPa
Resistência à compressão	28	≥ 5,0	MPa
Retenção de água	-	89	%
Teor de ar incorporado	19	17	%

Segundo especificações do fabricante, para cada saco de 40 kg recomendava-se adicionar 6,5 l de água, entretanto, para melhorar a trabalhabilidade da mistura foi necessário adicionar 8,5 l de água.

A seguir são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais.

Resistência à compressão simples e módulo de deformação: a determinação da resistência à compressão simples da argamassa foi definida a partir de corpos-de-prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura – os testes foram realizados nas datas de ensaio das mini-paredes (que serão descritos nos próximos itens). Para cada mini-parede executada, foram confeccionados seis corpos de prova cilíndricos conforme as recomendações da NBR 8522

(ABNT, 1984), perfazendo um total de 78 (setenta e oito) corpos de prova. Também, determinou-se o módulo de deformação da argamassa seguindo as recomendações da NBR 8522, isto é, o módulo secante no intervalo entre 5% e 35% da tensão de ruptura. A tabela 3.7 apresenta a resistência média à compressão e o módulo de deformação longitudinal obtidos aos 14 (quatorze) e 28 (vinte e oito) dias das amostras ensaiadas.

Tabela 3.7 – Resistência média à compressão simples e módulo de deformação longitudinal da argamassa.

Resistência à compressão simples e módulo de deformação longitudinal				
Idade (dias)	Módulo (MPa)	Resist. à comp. média (MPa)	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
14	587	4,0	0,75	18,75
28	605	6,0	0,90	15,00

3.2.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO GRAUTE

Utilizou-se o graute Sika Grout 250 para enchimento dos blocos centrais e dos blocos de apoio de cada mini-parede (Figura 3.3), conforme será apresentado no item referente aos ensaios de flexão vertical sob três e quatro pontos.



FIGURA 3.3 Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão dos blocos cerâmicos – ressaltando a posição dos furos.

Segundo especificações do fabricante, o Sika Grout 250 se trata de um composto de cimento, cargas minerais, aditivos especiais, com 30% de pedrisco (brita 0) em peso –

aproximadamente 1.750 kg/m³ – e resistência à compressão em 24 h (vinte e quatro horas) de 20 MPa.

Quanto aos ensaios para a caracterização do graute, foram realizados ensaios em corpos de prova cilíndricos para determinar a resistência à compressão conforme especificações da NBR 5739 e o módulo de deformação longitudinal que foi definido através de ensaio não destrutivo conforme ilustra a figura 3.4.

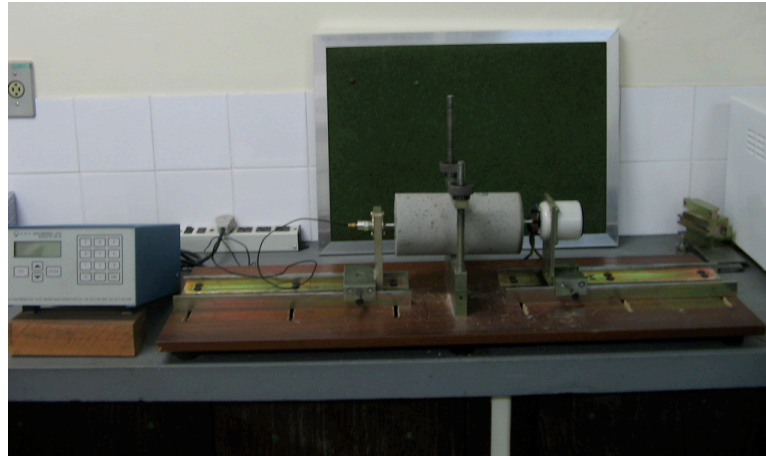


FIGURA 3.4 Ensaio não destrutivo para determinação do módulo de deformação longitudinal do graute.

Os resultados da resistência à compressão e do módulo de deformação longitudinal se encontram na tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Resistência média à compressão simples e módulo de deformação longitudinal do graute.

Resistência à compressão simples e módulo de deformação longitudinal				
Idade (dias)	Módulo (GPa)	Resist. à comp. média (MPa)	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
14	38	48	0,70	1,45
28	40	63	0,80	1,23

3.2.4 CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA

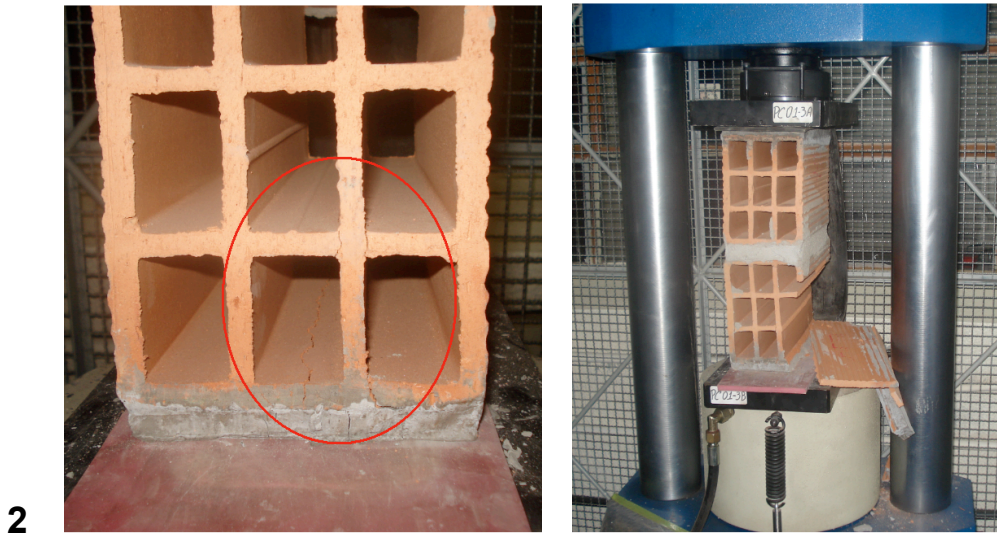
Resistência à compressão simples de prismas: a preparação e o ensaio de resistência à compressão nos prismas de blocos cerâmicos foi realizado segundo as especificações da NBR 8215 (ABNT, 1983). A resistência à compressão foi definida a partir de prismas com dois blocos unidos por junta de argamassa industrializada (a mesma utilizada na execução das mini-paredes). Foram ensaiados prismas sem e com armadura de junta, conforme esquema de ensaio ilustrado na figura 3.5.



1

FIGURA 3.5 Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão dos prismas – ressaltando a posição dos furos.

Os prismas sem e com armadura de junta apresentaram ruptura brusca e observou-se que o ponto crucial do processo de ruptura ocorreu no instante em que se romperam os septos próximos à argamassa de nivelamento. No entanto, nos prismas com armadura de junta observaram-se vários estalos, durante o carregamento, devidos aos rompimentos progressivos dos septos. Modo de ruptura semelhante aos das mini-paredes submetidas ao ensaio de compressão simples, conforme será apresentado no item a seguir. A figura 3.6 ilustra a forma de ruptura dos prismas e nas tabelas 3.9 e 3.10 encontram-se os resultados da resistência à compressão dos prismas sem e com armadura de junta, respectivamente.



2
FIGURA 3.6 Modo de ruptura dos prismas.

Tabela 3.9 – Resistência média à compressão simples dos prismas sem armadura.

Resistência à compressão simples (prismas sem armadura)				
Lote	Idade (dias)	Média (MPa)	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
1	14	3,10	0,43	14
2	14	3,50	0,60	17

Tabela 3.10 – Resistência média à compressão simples dos prismas com armadura de junta.

Resistência à compressão simples (prismas com armadura de junta)				
Lote	Idade (dias)	Média (MPa)	Desvio padrão	Coef. de variação (%)
1	14	3,50	0,83	24
2	14	2,20	0,40	18

Verificou-se que alguns prismas com armadura de junta do lote 2 se encontravam fora de prumo o que gerou excentricidade de carga. Assim, foram executados novos prismas com armadura e os ensaios foram repetidos, no entanto, obtiveram-se resultados semelhantes.

Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade da alvenaria: em ambos os sistemas construtivos (modelos sem e com armadura de junta) a obtenção da resistência do módulo de deformação longitudinal foi obtido a partir dos resultados de ensaios à compressão axial em mini-paredes com dimensões de 120 cm x 120 cm, através do trecho linear definido entre 5% e 33% da tensão de ruptura, de acordo com o ACI 530R-92. Foram ensaiadas 4 (quatro) mini-paredes (sendo 2 (duas) sem armadura e as demais com armadura de junta em todas as fiadas), cuja instrumentação usada para medição dos deslocamentos encontra-se ilustrada na figura 3.7. Este esquema de medição permitiu obter a resistência à compressão simples e os diagramas tensão-deformação a partir dos quais se determinou o módulo de deformação longitudinal das mini-paredes.

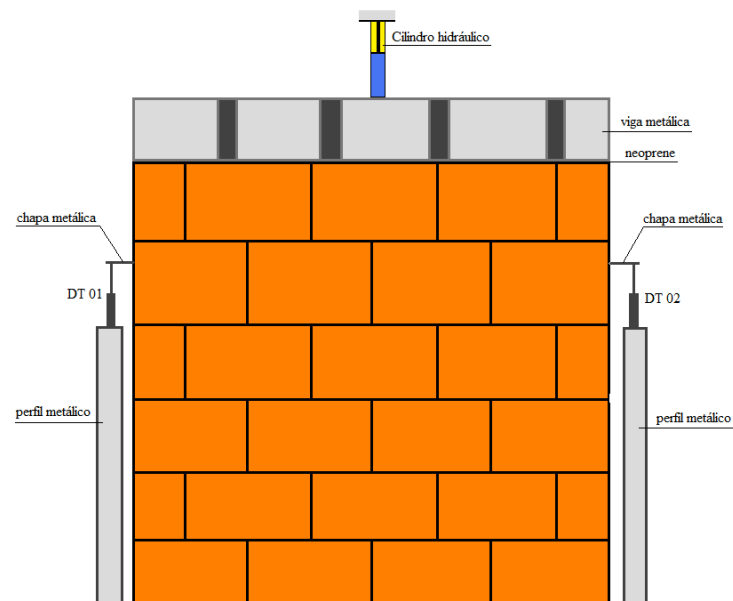


FIGURA 3.7 Esquema de instrumentação das mini-paredes para determinação da resistência à compressão simples e o módulo de deformação longitudinal.

Para identificar as mini-paredes com armadura submersa na argamassa das juntas horizontais foram utilizadas fitas vermelhas, conforme ilustra a figura 3.8.



FIGURA 3.8 Identificação das mini-paredes com armadura para o ensaio de compressão uniaxial.

Os valores médios da resistência à compressão e do módulo de elasticidade da alvenaria sem e com armadura encontram-se resumidos nas tabelas 3.11 e 3.12, respectivamente. Por restrições de tempo não foi possível realizar os ensaios à compressão aos 28 (vinte e oito) dias.

Tabela 3.11 – Resistência média à compressão simples e módulo de elasticidade das mini-paredes sem armadura.

Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade (mini-paredes sem armadura)		
Idade (dias)	Resistência (MPa)	Módulo (MPa)
14	0,6	480

Tabela 3.12 – Resistência média à compressão simples e módulo de elasticidade das mini-paredes com armadura de junta em todas as fiadas.

Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade (mini-paredes com armadura de junta)		
Idade (dias)	Resistência (MPa)	Módulo (MPa)
14	0,6	478

Verifica-se que os valores da resistência à compressão e o módulo de elasticidade da alvenaria de blocos cerâmicos furados sem e com armadura de junta são praticamente coincidentes. Em termos de modo de ruptura, não houve variações significativas, a fragilidade da alvenaria com blocos cerâmicos furados sem função estrutural, neste caso, pode estar associada à fissuração dos septos e a baixa rigidez das mini-paredes ensaiadas. Em ambos os modelos a ruptura ocorreu por esmagamento dos blocos da fiada superior (região de aplicação do carregamento), conforme ilustra a figura 3.9.

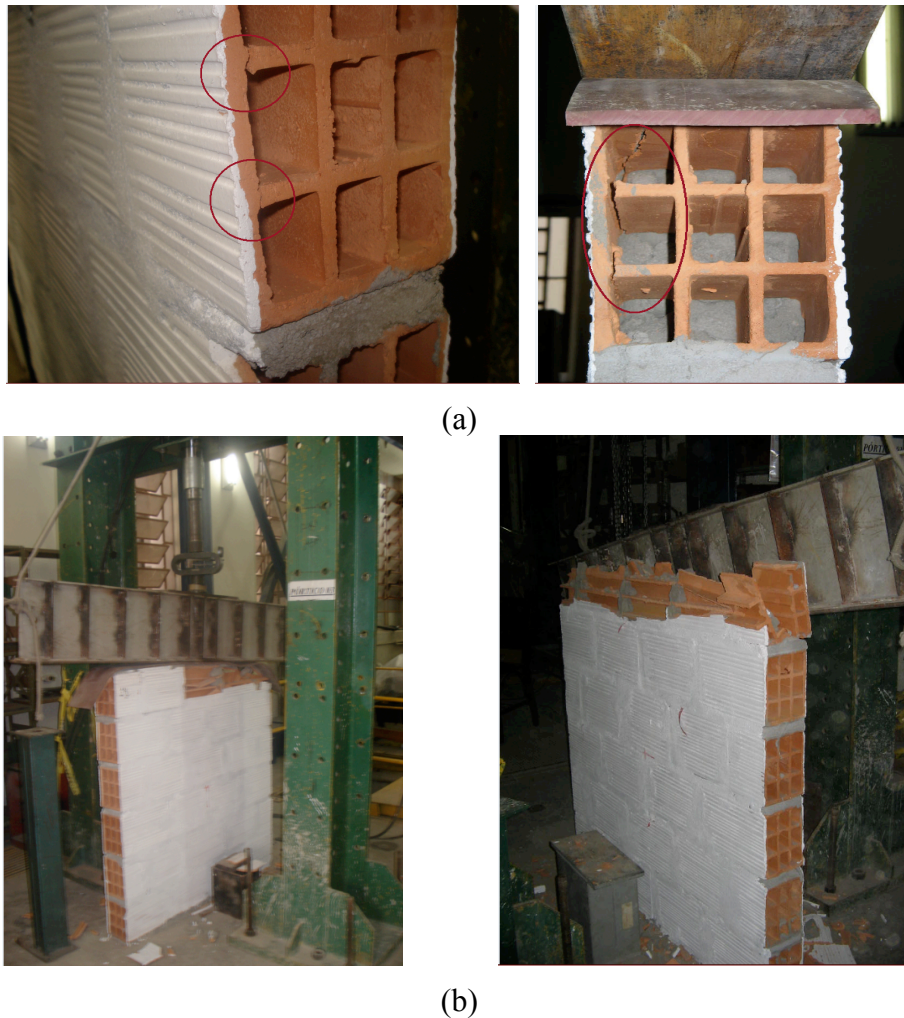


FIGURA 3.9 Modo de ruptura das mini-paredes durante o ensaio de compressão uniaxial: (a) fissuração dos septos; (b) esmagamento por compressão da última fiada (região de aplicação do carregamento).

Estes ensaios foram repetidos duas vezes em virtude dos baixos resultados obtidos, cujas considerações quanto a estes valores da resistência à compressão e ao módulo de elasticidade são apresentadas no item a seguir.

3.2.5 CONSIDERAÇÕES QUANTO AOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA

Observa-se, através dos resultados apresentados nas tabelas 3.11 e 3.12, valores reduzidos para a resistência à compressão simples e, principalmente, para o módulo de elasticidade da alvenaria. Tais resultados podem ser justificados em função da baixa rigidez das mini-paredes ensaiadas, o que, conseqüentemente, levou à ruptura localizada no topo. Além disso, justifica a grande diferença entre a resistência à compressão dos prismas e das mini-paredes.

Desta forma, torna-se adequado analisar os resultados do módulo de elasticidade de acordo com as especificações de Corrêa & Ramalho (2003) e do Projeto de Norma de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos (ABNT/CB-CB-02, 2007) – na ausência de normas para alvenaria de vedação, o que foi considerado nos primeiros capítulos deste trabalho. De acordo com as estas referências, o módulo de elasticidade da alvenaria pode ser determinado através de ensaios em pequenas paredes ou pode ser adotado de acordo com a expressão 3.1:

$$E = 600f_p \quad \text{Equação (3.1)}$$

Sendo f_p a resistência à compressão simples de prismas $f_p = 3,30 \text{ MPa}$ (média dos resultados apresentados na tabela 3.8), o módulo de elasticidade deve ser $E = 1.980 \text{ MPa}$. Para $f_p = 2,85 \text{ MPa}$ (média dos resultados apresentados na tabela 3.9), o módulo de elasticidade deve ser $E = 1.710 \text{ MPa}$. Valores próximos dos obtidos a partir da simulação numérica realizada para aferição dos valores obtidos pela via experimental, conforme será apresentado no próximo capítulo.

Os resultados obtidos a partir da calibração numérica serão extrapolados para casos particulares, a fim de analisar alguns pontos singulares das paredes em escala real, o que será apresentado no estudo paramétrico (capítulo 5). Neste estudo, será analisada a influência da resistência à compressão e do módulo de elasticidade da alvenaria no comportamento das paredes de alvenaria de vedação reforçadas. Desta forma, estes valores (obtidos a partir da equação (3.1)) serão re-avaliados.

3.3 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

A partir deste item, apresenta-se a descrição, metodologia, sistema e resultados dos ensaios à flexão em mini-paredes sem e com armadura de junta imersa na argamassa de assentamento dos blocos. Para avaliar o comportamento destas mini-paredes reforçadas, consideraram-se três grupos principais de modelos: o primeiro composto por três mini-paredes sem armadura designado por Série 1 (figura 3.10(a)); o segundo grupo engloba três mini-paredes com armadura a cada duas juntas horizontais de assentamento dos blocos, designado por Série 2 (figura 3.10(b)) e o terceiro (Série 3) com armadura em todas as juntas horizontais (figura 3.10(c)). Estas séries foram consideradas nos grupos de mini-paredes com 280 cm e 400 cm de comprimento. Na figura 3.10, encontram-se ilustrados os modelos das mini-paredes ensaiadas com 400 cm de comprimento.

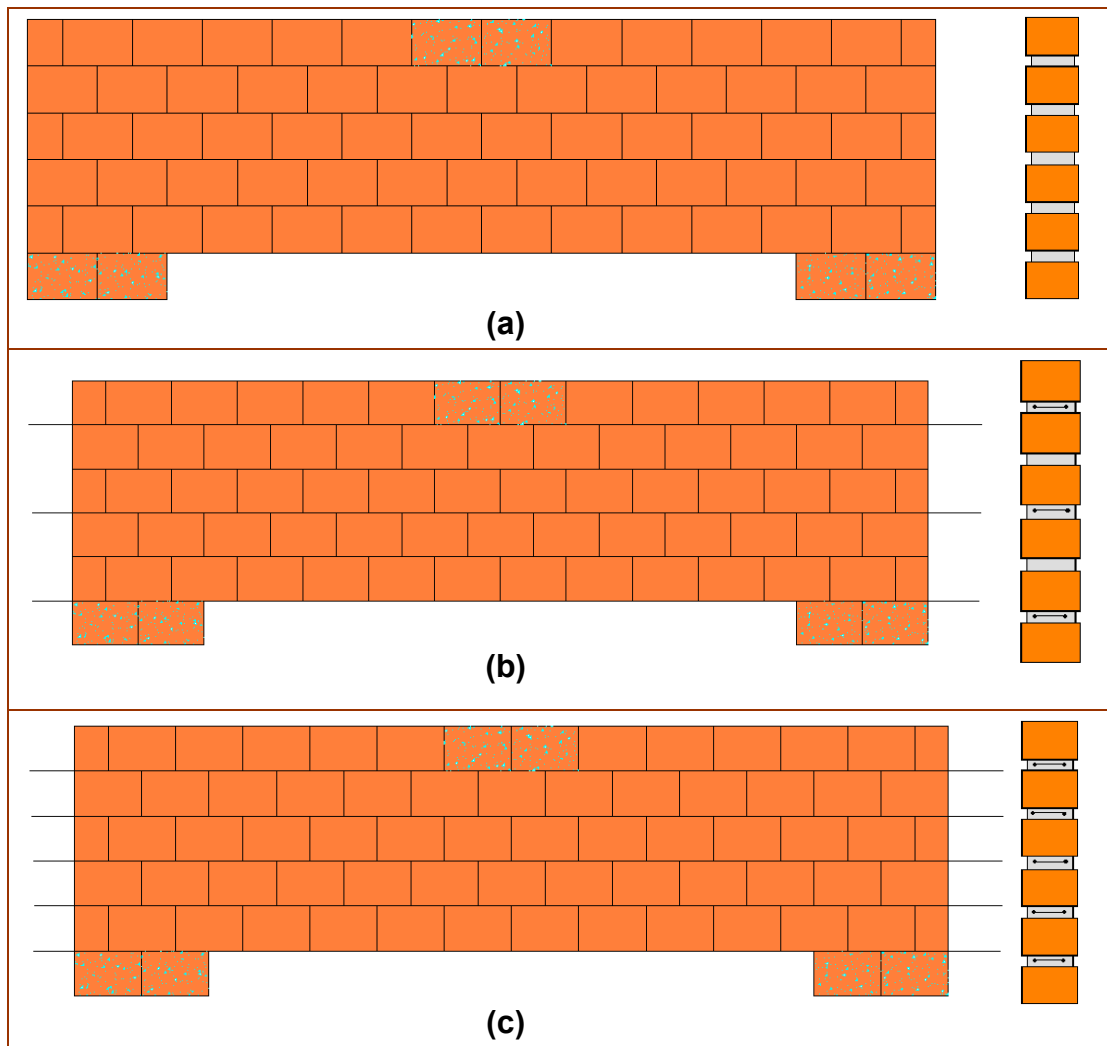


FIGURA 3.10 Modelos das mini-paredes ensaiadas: (a) Série 1 – sem armadura, (b) Série 2 – armadura imersa na argamassa a cada duas juntas horizontais, (c) Série 3 – armadura em todas as juntas horizontais.

Vale considerar que nas mini-paredes com 280 cm, foram realizados ensaios de acordo com os modelos apresentados na figura 3.10(a) e 3.10(b), cujos sistemas de ensaios e demais detalhes serão apresentados no próximo item.

3.4 SISTEMA DE ENSAIO

Conforme descrito, o objetivo geral destes testes experimentais em mini-paredes era simular o comportamento das paredes de alvenaria de vedação quando submetidas ao esforço de flexão resultante da deformação dos elementos estruturais, conforme ilustra a figura 3.11.

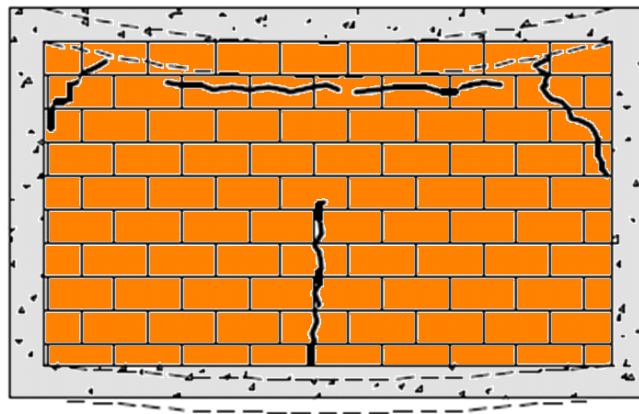


FIGURA 3.11 Deformação das vigas: flecha da viga inferior menor do que da viga superior – a parede se comporta como uma viga solicitada à flexão (adaptada de Pffermann, 1968).

Assim, na realização do presente programa experimental efetuaram-se dois tipos de ensaios: ensaios à flexão em quatro pontos e ensaios à flexão em três pontos. Inicialmente, optou-se, para a avaliação da tensão de ruptura à flexão, pelo ensaio em quatro pontos, pois nele uma maior extensão das mini-paredes ensaiadas estariam sujeitas ao momento fletor máximo, diferente do que ocorre no ensaio em três pontos (figura 3.12). Entretanto, após a realização dos primeiros ensaios, verificou-se a necessidade em alterar o sistema de ensaio – conforme explicações e detalhes que serão expostos nos próximos itens.

Desta forma, nas mini-paredes com 280 cm de comprimento realizaram-se ensaios à flexão em quatro pontos e as séries de mini-paredes com 400 cm de comprimento foram submetidas à flexão no seu plano através do ensaio em três pontos.

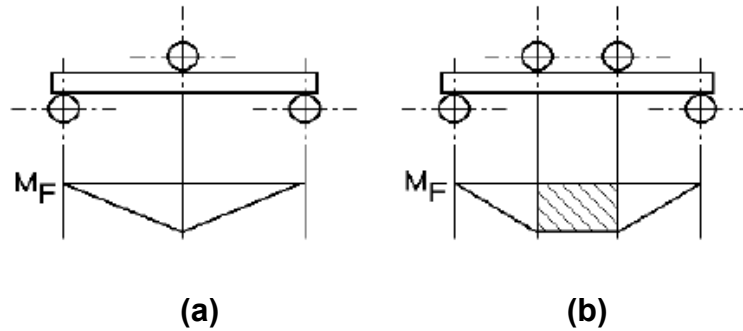


FIGURA 3.12 Esquema simplificado dos ensaios à flexão e suas respectivas distribuições de momentos fletores: (a) ensaio à flexão em três pontos, (b) ensaio à flexão em quatro pontos.

As figuras 3.13 e 3.14 ilustram os sistemas de ensaio adotado neste programa experimental. A figura 5 mostra o esquema de ensaio adotado nas mini-paredes com 280 cm de comprimento (ensaio à flexão em quatro pontos) e a figura 6, o esquema de ensaio adotado nas mini-paredes com 400 cm de comprimento – ensaio à flexão em três pontos.

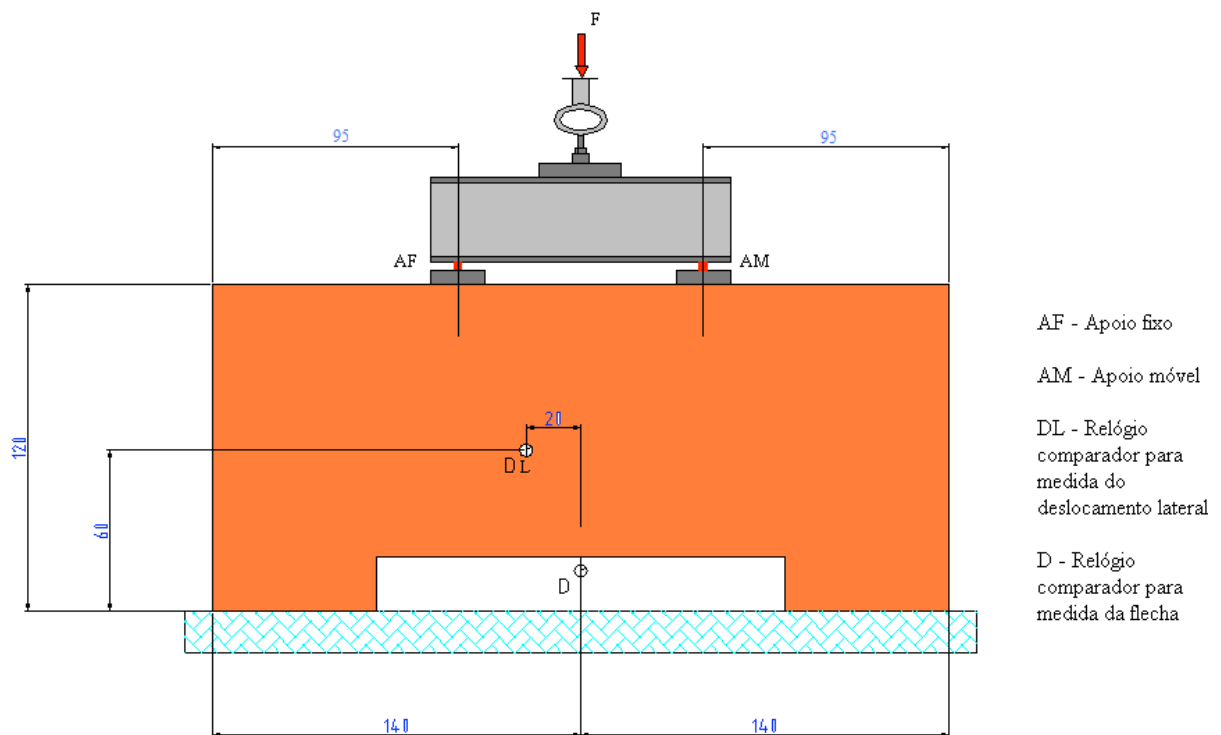


FIGURA 3.13 Dimensões e esquema de ensaio das mini-paredes com 280 cm de comprimento (medidas em centímetros) – ensaio à flexão vertical em quatro pontos.

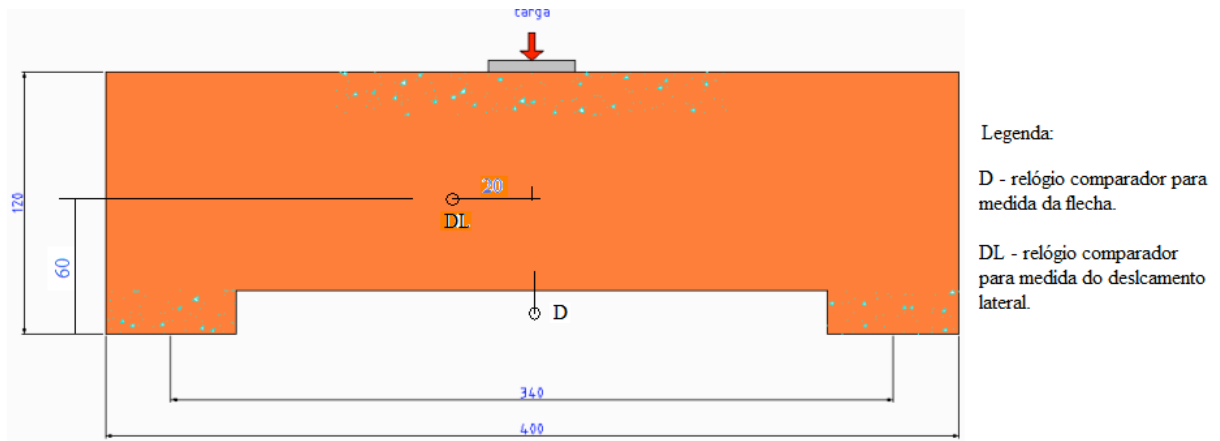


FIGURA 3.14 Dimensões e esquema de ensaio das mini-paredes com 400 cm de comprimento (medidas em centímetros) – ensaio à flexão em três pontos.

3.5 METODOLOGIA DE ENSAIO E DETALHES CONSTRUTIVOS

Para alcançar os objetivos do ensaio, um aspecto fundamental foi a preocupação de, na concepção dos modelos e dispositivos de ensaio, reproduzir o comportamento das paredes quando submetidas ao esforço de flexão no seu plano. Desta forma, definiu-se modelos de mini-paredes bi-apoiada nos próprios blocos que seriam utilizados na execução. Para que não fosse necessária a movimentação das mini-paredes, optou-se pela execução de todas as fiadas e, posteriormente, pela retirada dos blocos centrais, assim, nesta região, foram utilizadas placas de isopor entre os blocos e a argamassa de assentamento (ver figuras 3.15 e 3.16).

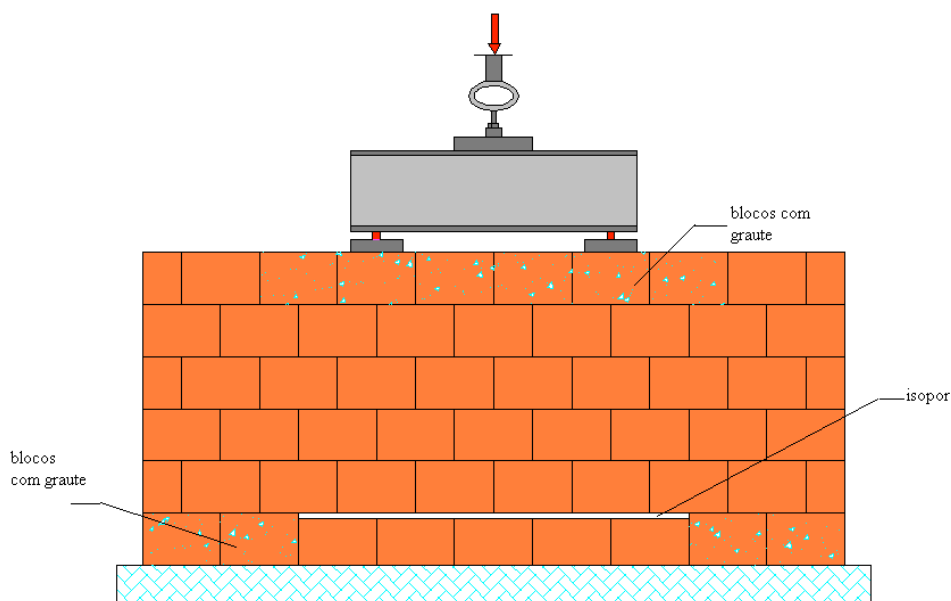


FIGURA 3.15 Detalhes construtivos: utilização de isopor para assentar os blocos centrais, blocos de apoio e nos pontos de aplicação da carga preenchidos com graute.



FIGURA 3.16 Detalhe do assentamento dos blocos centrais com isopor para posterior remoção.

Os blocos de apoio e de aplicação das cargas foram preenchidos com graute a fim de evitar o esmagamento durante a aplicação da carga de ensaio – ver figura 3.17.

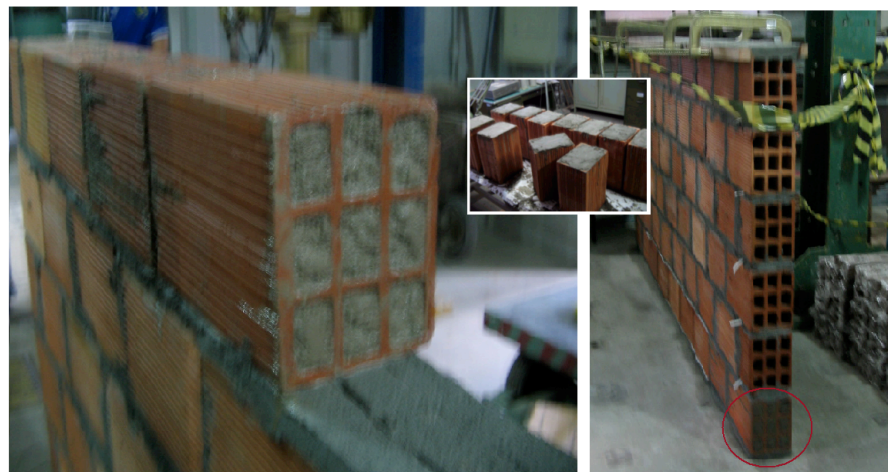


FIGURA 3.17 Blocos centrais e de apoio preenchidos com graute.

As etapas do processo construtivo das mini-paredes com armadura seguiram as especificações do “*Manual técnico de utilização de Murfor em alvenaria da empresa Belgo Bekaert Arames*”, conforme descrito a seguir:

- aplicação da argamassa de assentamento;
- colocação das peças de Murfor pressionando-as sobre a argamassa de assentamento;
- assentamento da próxima fiada.

Como as armaduras Murfor para alvenaria possuem 305 cm de comprimento, nas paredes com 400 cm de comprimento foi necessário realizar o trespassamento da armadura conforme especificações do referido Manual – ver figura 3.18.

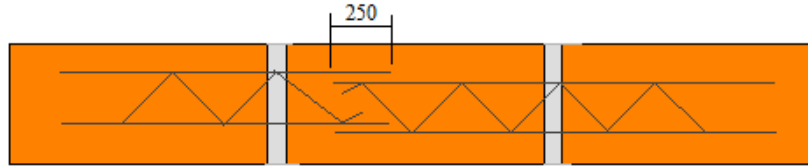


FIGURA 3.18 Detalhe em planta do trespassamento da armadura – medida em milímetros (adaptada do Manual técnico de utilização de Murfor em alvenaria (Nascimento, 2007).

Para retirar os blocos centrais, adotou-se o seguinte procedimento, antes da aplicação do carregamento, retirava-se o bloco no meio do vão e, no local, instalava-se um macaco hidráulico no local do bloco, em seguida, retiravam-se os demais blocos (ver figura 3.19). Após retirada de todos os blocos, exceto os da extremidade (apoios), instalavam-se os relógios, tirava-se o macaco e realizava-se a primeira leitura nos relógios, o que correspondia à leitura do deslocamento das mini-paredes em função do peso-próprio.



FIGURA 3.19 Retirada dos blocos centrais e instalação de um macaco hidráulico.

As mini-paredes de todas as séries analisadas foram ensaiadas em uma única etapa. O carregamento foi aplicado de forma gradual, sendo feitas leituras de flecha e deslocamento

lateral em cada incremento de carga. Após o aparecimento da primeira fissura na mini-parede, foi feito, também, um acompanhamento do processo evolutivo das fissuras, sendo relacionado com a carga atuante. O ensaio só terminava quando era atingida a ruptura das mini-paredes. Neste trabalho, o termo ruptura significa o esgotamento da capacidade resistente da parede, ou seja, a impossibilidade de se aumentar a carga aplicada pelo macaco hidráulico.

Os relógios comparadores eram retirados antes das mini-paredes atingirem a ruptura para não serem danificados.

Em cada estágio de carregamento, foram realizadas:

- leituras da flecha no meio do vão;
- leituras do deslocamento lateral; e
- acompanhamento do processo evolutivo das fissuras.

Vale considerar, que a primeira fissura e o seu processo de evolução ao longo das mini-paredes foi verificada por apreciação visual, não ausência de um instrumento comparador – o que gera uma margem de erro entre a leitura da carga correspondente à primeira fissura, no entanto, estes resultados relacionados ao nível de carga da primeira fissura serão analisados no capítulo 4, que se refere à calibração dos resultados experimentais via simulações numéricas.

3.6 ENSAIO À FLEXÃO VERTICAL EM MINI-PAREDES COM 280 cm DE COMPRIMENTO

O ensaio de *flexão sobre quatro pontos* foi realizado em três mini-paredes com 280 cm de comprimento – sendo uma mini-parede da Série 1 e as demais da Série 3. Enquanto, em uma mini-parede da Série 1, realizou-se ensaio de *flexão sobre três pontos*. Portanto, foram executadas duas mini-paredes sem armadura (Série 1) e duas com armadura em todas as juntas de assentamento (Série 3).

3.6.1 EQUIPAMENTOS

Em todos os ensaios, utilizou-se o mesmo pórtico, com a aplicação de carga efetuada através de um macaco hidráulico com capacidade de 1000 kN da marca Contenco. O esforço vertical foi aplicado por meio de cargas pontuais com distância de 0,90 m. A leitura do carregamento foi feita através de anel dinamométrico com capacidade diferente para as séries de mini-paredes consideradas. Nas mini-paredes sem armadura (Série 1) a leitura foi feita através de anel dinamométrico com capacidade de 100 kN, equipado com relógio comparador da marca

Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm e curso de 10 mm – a constante desse anel era de 0,246 kN/divisão. Nas mini-paredes com armadura, a leitura do carregamento foi feita através de anel dinamométrico com capacidade de 300 kN, equipado com relógio comparador da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm e curso de 10 mm – a constante desse anel era de 0,4568 kN/divisão.

As flechas foram medidas através de dois relógios comparadores (marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm e curso de 15 mm), instalados no meio do vão em ambas as faces das mini-paredes. O deslocamento lateral foi medido através de um relógio comparador (marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm e curso de 15 mm) instalado à 60 cm do piso e à 20 cm do meio do vão – conforme a figura 3.20.

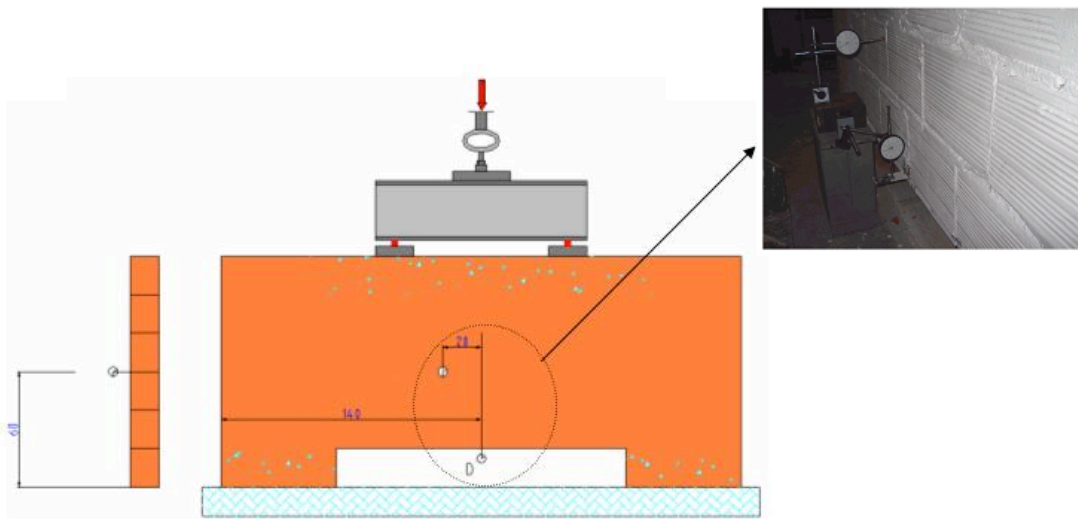


FIGURA 3.20 Esquema geral do posicionamento dos relógios (medidas em centímetros).

Os relógios foram posicionados em ambas as faces da mini-parede, desta forma, os resultados foram definidos a partir da média entre as duas leituras.

A figura 3.21 ilustra alguns detalhes da instrumentação utilizada para a realização dos ensaios.

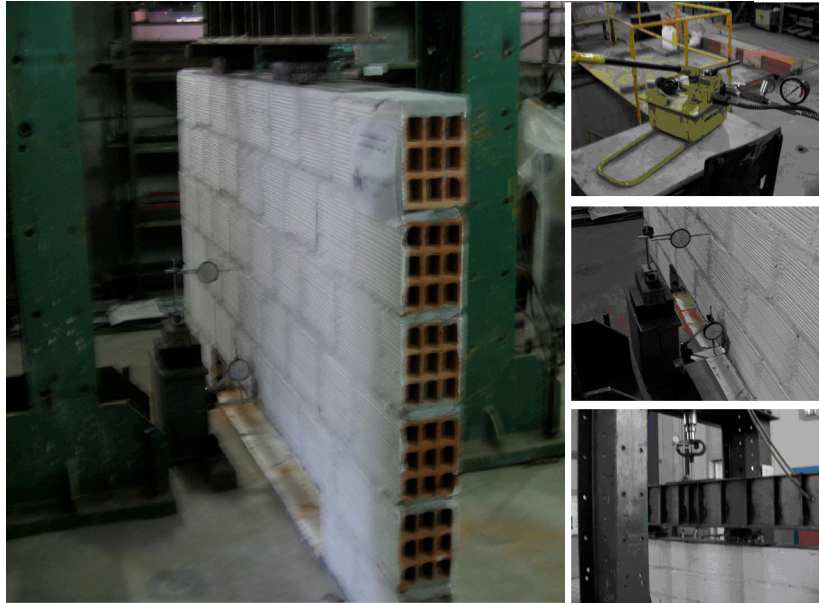


FIGURA 3.21 Esquema geral da instrumentação.

3.6.2 RESULTADOS

Conforme descrito anteriormente, inicialmente, optou-se pelo ensaio à flexão em quatro pontos, pois, teoricamente, uma maior extensão das mini-paredes estaria sujeita aos esforços de flexão. Entretanto, após a realização dos primeiros ensaios, verificou-se que neste modelo predominava o efeito arco⁵ – ocorreram fissuras de flexão na parte inferior das mini-paredes próximas do meio do vão, porém, estas não foram preponderantes no modo de ruptura. Na fase final do carregamento, formavam-se fissuras na direção dos apoios que evoluíam à medida que se aumentava a carga – verificou-se reduzida abertura de fissuras no meio do vão e na parte inferior (o que indicou baixa influência da flexão no modo de ruptura). Considerando que o objetivo principal dos testes experimentais era verificar o comportamento das mini-paredes quando submetidas ao esforço de flexão no seu plano, alterou-se o comprimento das mini-paredes, assim como, o sistema de ensaio (as mini-paredes foram submetidas ao ensaio de flexão em três pontos).

Portanto, neste item, apresentam-se os resultados dos modelos de ensaio à flexão em quatro pontos aos quais foram submetidas as mini-paredes com 280 cm de comprimento e 120 cm de altura. A princípio, para comparar o comportamento das mini-paredes, foram construídas duas

⁵ A carga da parede tende a caminhar para os apoios de forma bem mais evidente, o que torna elevada a distribuição de tensões nesta região.

mini-paredes sem armadura e duas com armadura em todas as juntas horizontais de assentamento (figura 3.22) – após a análise dos resultados destas mini-paredes, realizaram-se novos ensaios em modelos com comprimento de 400 cm (cujos resultados serão apresentados no próximo item).

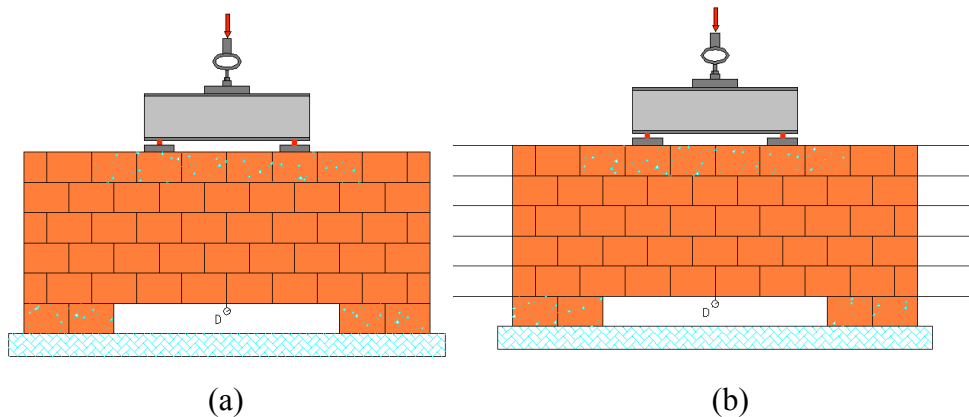


FIGURA 3.22 Esquema de ensaio à flexão em quatro pontos e séries das mini-paredes com 280 cm de comprimento submetidas a este modelo de ensaio: (a) Série 1 – mini-paredes sem armadura; (b) Série 3 – mini-paredes com armadura em todas as juntas horizontais.

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de cada mini-parede: o processo evolutivo das fissuras, os gráficos de *carga x flecha* no meio do vão e gráficos de *carga x deslocamento lateral*.

(a) Série 1 (grupo de mini-paredes sem armadura)

Mini-parede 1: o início da fissuração deu-se para uma carga de 15,2 kN, localizada entre o bloco e a argamassa. As primeiras fissuras apareceram na argamassa próximas aos pontos de carga, surgindo, também, mais tarde, à medida que o carregamento aumentava, na direção dos apoios (fissuras de corte). A flecha máxima medida foi de 0,87 mm, correspondendo a uma carga de 37,0 kN. O carregamento de ruptura foi de 50,7 kN e a ruptura foi devida à perda de capacidade de carga dos blocos localizados acima dos blocos de apoio – ruptura brusca. Devido ao grauteamento, não houve o esmagamento dos blocos de apoio.

A figura 3.23 ilustra o processo de evolução das fissuras nesta mini-parede, assim como, na figura 3.24, encontram-se alguns detalhes das fissuras, espessuras das fendas e o modo de ruptura da mini-parede 1 da Série 1.

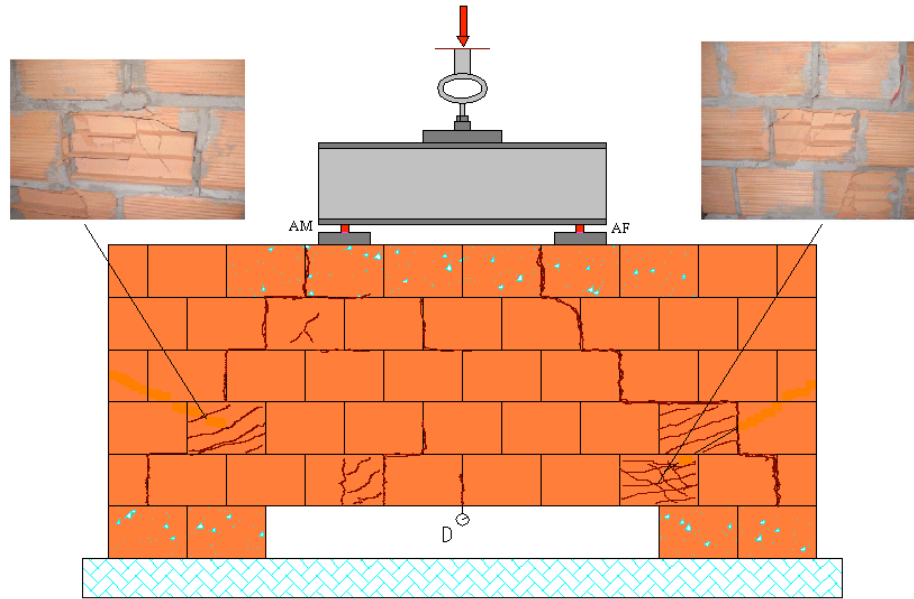


FIGURA 3.23 Processo de evolução das fissuras na mini-parede 1 da série 1 e alguns detalhes apresentados na figura 3.24.

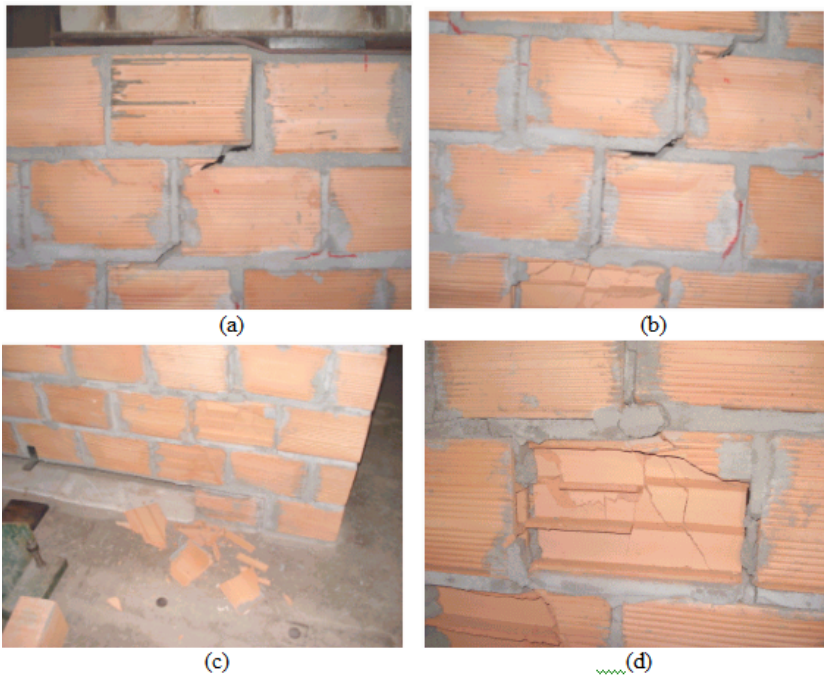


FIGURA 3.24 Modo de ruptura da mini-parede 1 da série 1: (a) rebaixamento do bloco no ponto de aplicação da carga; (b) fendas na argamassa; (c) e (d) ruptura dos blocos próximos aos apoios.

Mini- parede 2: em função das fissuras de corte, realizou-se uma alteração no modelo de ensaio da mini-parede 2 da Série 1 no que se refere ao esquema de aplicação da carga. A carga foi aplicada em duas chapas, com comprimento de 40 cm e espessura de 2,5 cm, localizadas no meio do vão (ver figura 3.25).

Apesar do efeito arco também provocar anomalias nas paredes de vedação, o objetivo principal destes testes experimentais era verificar a evolução das fissuras nas regiões de tração quando as paredes são submetidas ao esforço de flexão, desta forma, realizou-se a mudança no modelo de ensaio como uma tentativa em minimizar o efeito arco.

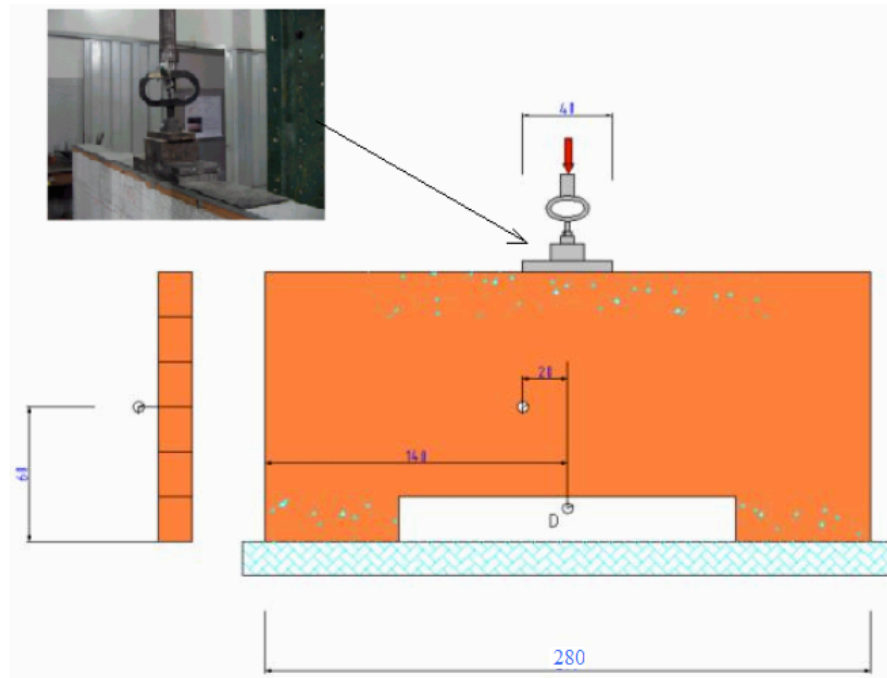


FIGURA 3.25 Esquema geral do carregamento da mini-parede 2 da série 1 (ensaio de flexão em três pontos) – medidas em centímetros.

Neste caso, o início da fissuração deu-se para uma carga de 28,7 kN. As primeiras fissuras apareceram na argamassa próximas aos pontos de aplicação da carga e, à medida que o carregamento aumentava, na direção dos apoios (fissuras de corte) e no meio do vão (na zona de maior tração). O carregamento de ruptura foi de 37,0 kN – ruptura brusca. Logo após o aparecimento da primeira fissura, verificou-se o risco de ruptura da mini-parede, desta forma, os relógios comparadores foram retirados para que não fossem danificados, conseqüentemente, não foi possível verificar a flecha máxima.

A figura 3.26 ilustra o processo de evolução das fissuras e a figura 3.27 detalhes das fissuras e o modo de ruptura da mini-parede 2 da Série 1.

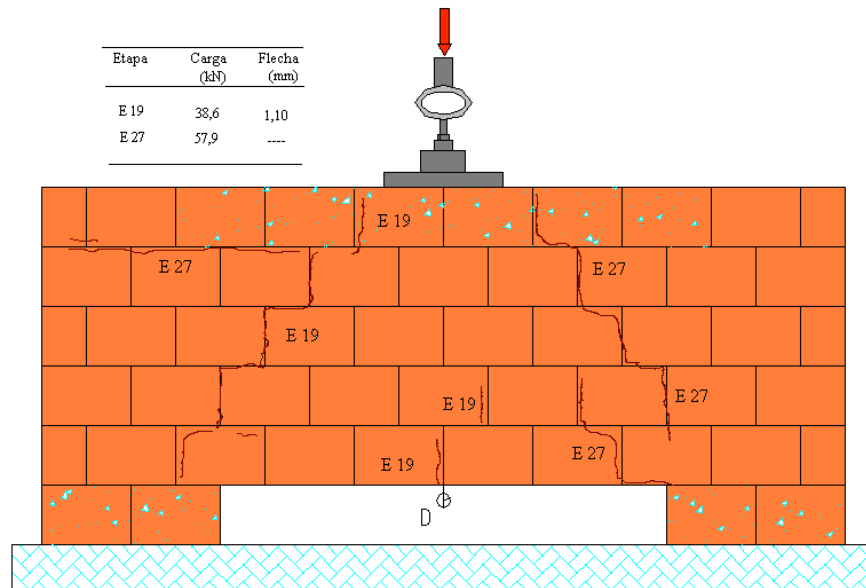


FIGURA 3.26 Processo de evolução das fissuras da mini-parede 2 da Série 1 .



FIGURA 3.27 Modo de ruptura e detalhe da espessura das fissuras da mini-parede 2 da Série 1 .

O gráfico 3.1 apresenta a flecha central em relação à carga aplicada das mini-paredes da Série 1 e o gráfico 3.2 mostra o deslocamento lateral em função da carga aplicada apenas da mini-parede 2. Por se tratar do primeiro ensaio e acreditar que não ocorreriam deslocamentos laterais devida à altura do modelo, a mini-parede 1 desta série não foi instrumentada lateralmente.

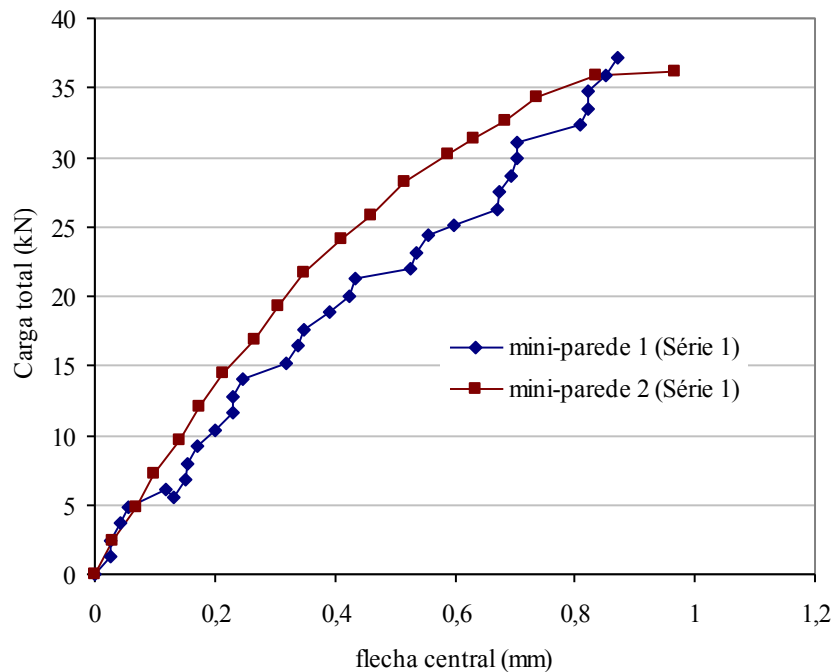


Gráfico 3.1 Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 1.

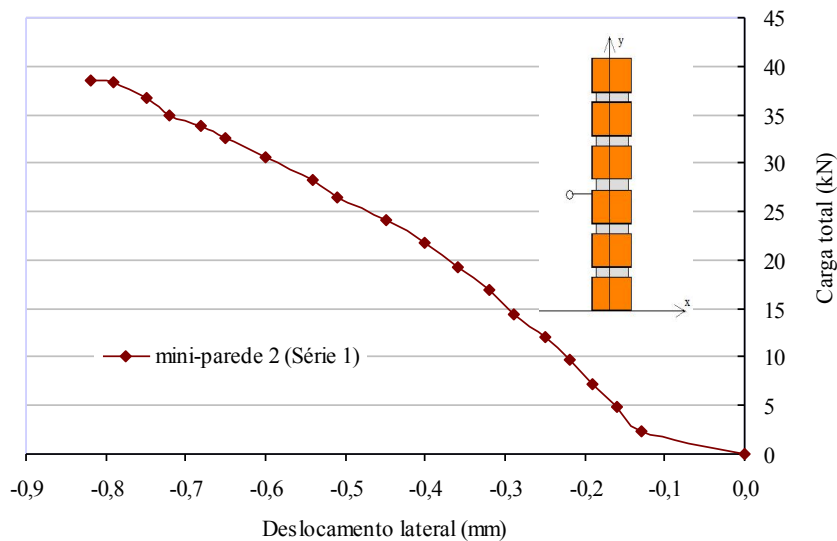


Gráfico 3.2 Curva carga total x deslocamento lateral da mini-parede 2 da Série 1.

Verifica-se, a partir do gráfico 3.1, que as mini-paredes desse modelo (Série 1) apresentaram curvas de comportamento com desenvolvimento diferenciado. Tal fato pode ser justificado pela diferença no sistema de ensaio em cada mini-parede (ensaio de flexão em quatro pontos na mini-parede 1 e em três pontos na mini-parede 2). Entretanto, verificou-se através da evolução das fissuras que a tendência de concentração nos apoios ocorreu de forma tardia na mini-parede 2 em comparação à mini-parede 1. As configurações das fissuras que se registraram nas duas mini-paredes foram diagonais passando pelas juntas e pelas unidades. Porém, em ambas mini-paredes, a ruptura ocorreu em função do esmagamento dos blocos próximos aos apoios, consequência da formação do efeito arco.

A leitura do deslocamento horizontal foi realizado apenas na mini-parede 2, conforme ilustra o gráfico 3.2, verificou-se o deslocamento apenas para um sentido. A mini-parede 1 foi instrumentada somente com relógios posicionados no meio do vão – não se trata de motivo técnico, refere-se a uma falha na instrumentação por ser o primeiro ensaio. Entretanto, verificou-se, visualmente, que houve deslocamento lateral apenas para um sentido, ao sinal de mudanças no sentido do deslocamento horizontal, houve a ruptura da mini-parede. Em função desta observação, instrumentaram-se as demais mini-paredes lateralmente.

A título de exemplo do modo de ruptura e da espessura das fendas, apresenta-se na figura 3.28 alguns detalhes da ruína da mini-parede 1 desta série.



FIGURA 3.28 Detalhes da ruína da mini-parede 1 da Série 1.

(b) Série 3 (grupo de mini-paredes com armadura em todas as juntas horizontais de assentamento)

Nestes primeiros ensaios, foram analisadas apenas duas mini-paredes da Série 1 e da Série 3. As mini-paredes da Série 3 foram executadas no mesmo dia após a realização do último teste da Série 1. Assim, foram ensaiadas quatro mini-paredes com 2,80 m de comprimento, pois, após verificar a predominância das fissuras de corte nos primeiros testes, optou-se pela alteração do comprimento das mini-paredes ao invés de dar continuidade aos testes experimentais. Desta forma, apesar do interesse em analisar o comportamento da Série 2, as mini-paredes desta série não foram construídas, por restrições no orçamento e, principalmente, de tempo – considerando que cada teste era realizado após 28 (vinte oito) dias após a execução das mesmas. Além disso, no espaço do LAEES, disponibilizado para a realização dos testes, era possível a construção de no máximo duas mini-paredes para cada ensaio.

Considera-se, também, que apesar da mudança no modelo de ensaio da mini-parede 2 da Série 1, observou-se que não houve alteração significativa no modo de ruptura. Desta forma, após análise dos resultados, optou-se por manter o modelo de ensaio à flexão em quatro pontos (ensaio de flexão pura) nos testes experimentais da Série 3.

Mini-parede 1: a figura 16 ilustra as fissuras ocorridas nos blocos e nas juntas durante o ensaio desta mini-parede. A primeira fissura visível ocorreu para uma carga de 67,5 kN, localizada nas juntas verticais e no bloco abaixo do ponto de aplicação do carregamento, com uma flecha no meio do vão correspondente à 1,5 mm. A flecha máxima medida foi de 2,5 mm, correspondendo a uma carga de 88,0 kN. Neste ensaio, foi utilizado o anel dinamométrico com capacidade de carga de 100 kN, o que impossibilitou a leitura da carga de ruptura por ter sido maior do que a capacidade deste anel. No período deste ensaio, não havia outro anel disponível em função de outras pesquisas experimentais que necessitavam dos anéis com capacidade superior a 100 kN. Durante o ensaio, em função do processo evolutivo das fissuras, pode-se verificar que todo o esforço aplicado dirigia-se na direção dos apoios e predominavam fissuras de corte – ver figura 3.29.



FIGURA 3.29 Evolução das fissuras e modo de ruptura da mini-parede 1 da Série 3.

Mini-parede 2: este ensaio seguiu o mesmo esquema das mini-paredes 1, porém, a leitura do carregamento foi feita através do anel dinamométrico com capacidade de 300 kN. As primeiras fissuras visíveis ocorreram nas juntas verticais e nos blocos de aplicação do carregamento e localizados na zona de tração para uma carga de 81,10 kN, flecha no meio do vão correspondente à 1,2 mm. A leitura máxima da flecha no meio do vão foi de 2,0 mm, correspondendo a uma carga de 98 kN – última leitura da flecha realizada antes da retirada dos relógios. A carga de ruptura foi de 130 kN, o modo de ruptura foi por efeito arco. O esquema do processo de evolução das fissuras durante o ensaio e o modo de ruptura encontram-se ilustrados nas figuras 3.30 e 3.31.

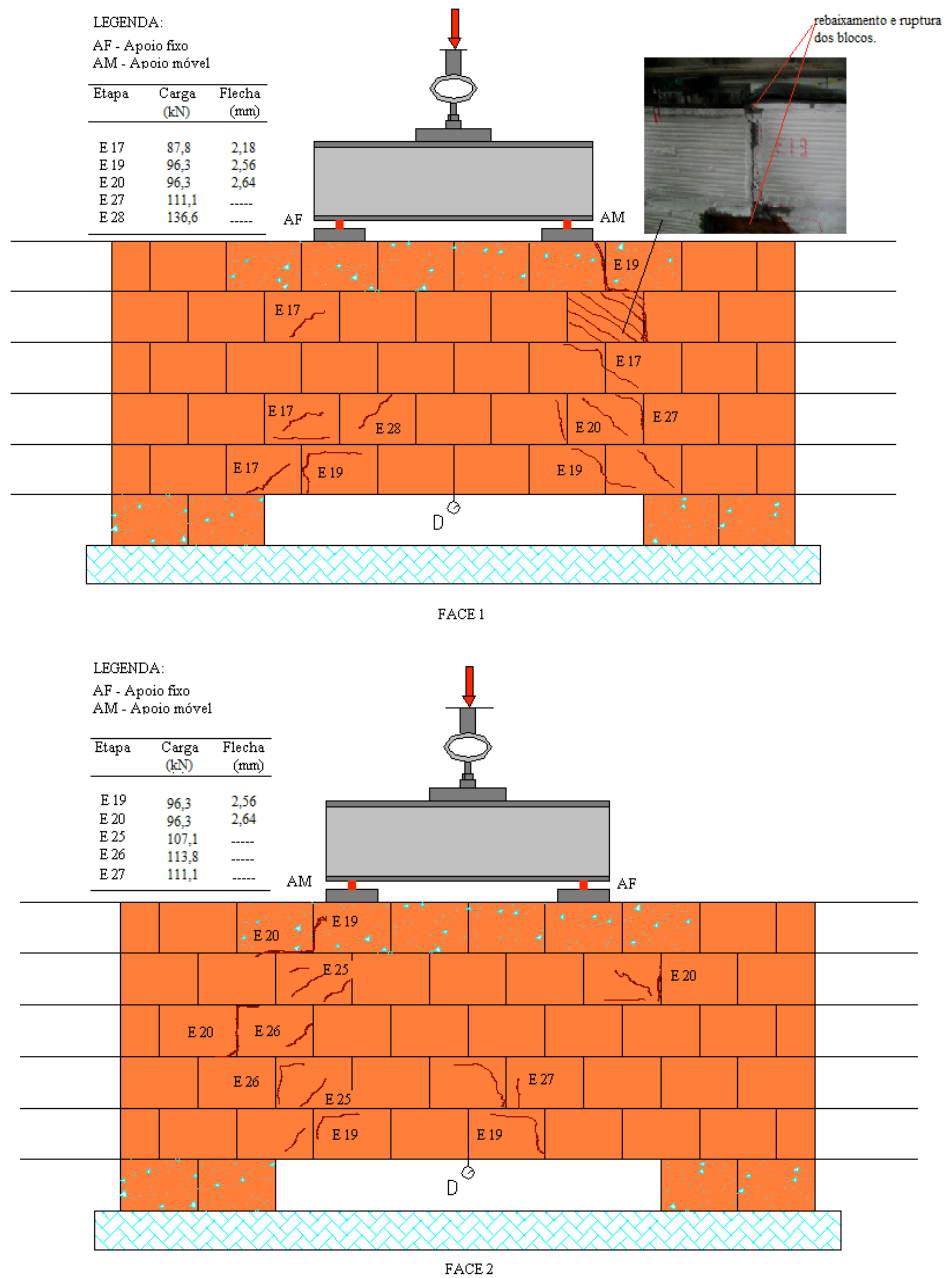


FIGURA 3.30 Evolução das fissuras e modo de ruptura da mini-parede 2 da Série 3 em ambas as faces.

A figura 3.31 ilustra, também, alguns detalhes das fissuras, tais como, o processo evolutivo, a espessura e a ruptura dos blocos quando foi realizada uma recarga.

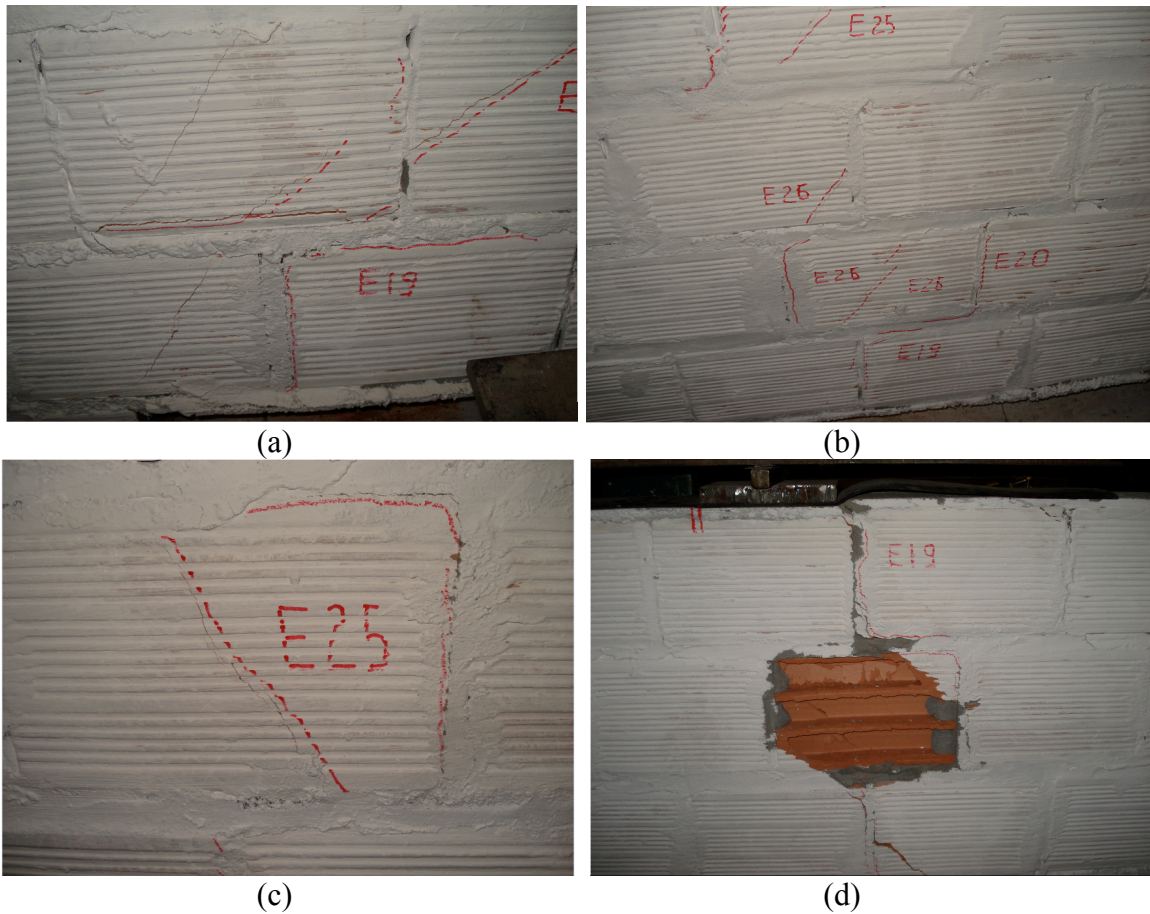


FIGURA 3.31 Detalhes das fissuras em cada etapa de aplicação da carga na mini-parede 2 da Série 3: (a) primeiras fissuras; (b) evolução das fissuras; (c) espessura das fissuras próxima à carga de ruptura; (d) rebaixamento e ruptura dos blocos após recarga.

Os gráficos 3.3 e 3.4 apresentam os deslocamentos em relação à carga aplicada no grupo de mini-paredes da Série 3. O gráfico 3.3 mostra os valores do deslocamento experimental ocorrido no meio do vão em função da carga aplicada e o gráfico 3.4 mostra o deslocamento lateral em relação à mesma carga.

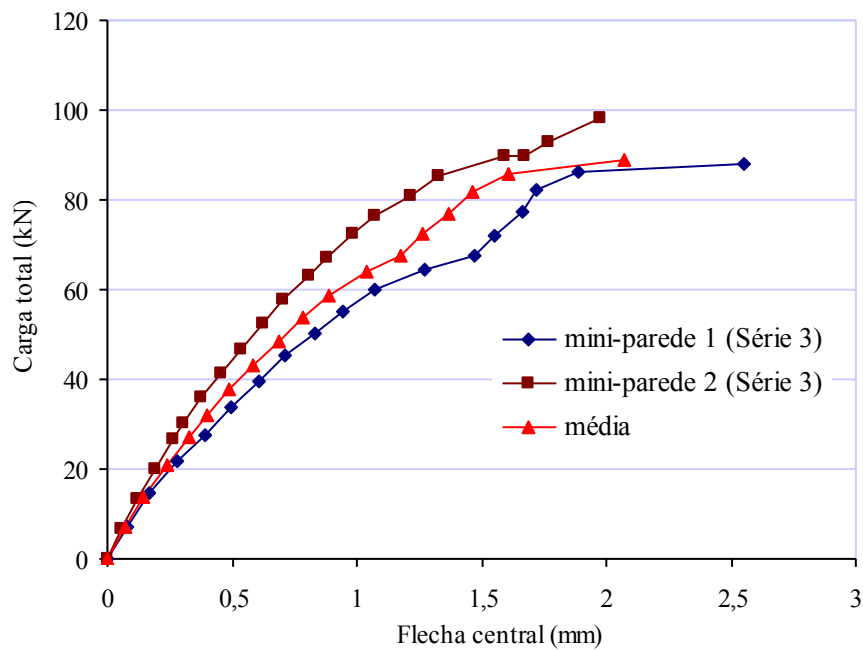


Gráfico 3.3 Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 3.

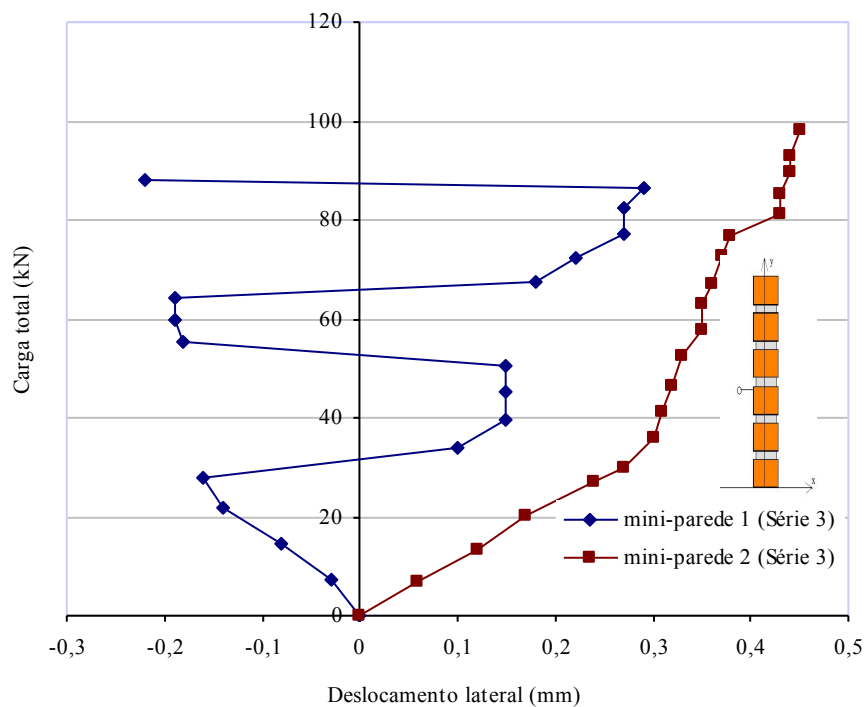


Gráfico 3.4 Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 3.

Observa-se, através do gráfico 3.3, que as mini-paredes da Série 3 apresentaram curvas de comportamento com desenvolvimento semelhante (exceto para as curvas que representam o deslocamento lateral), entretanto, registrou-se diferenças em termos da capacidade resistente e

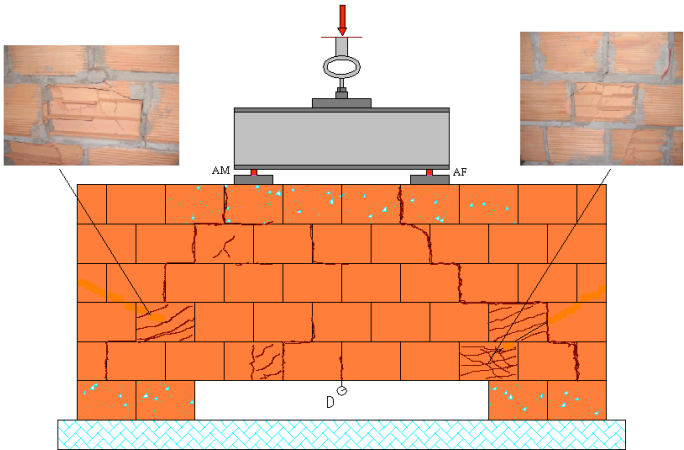
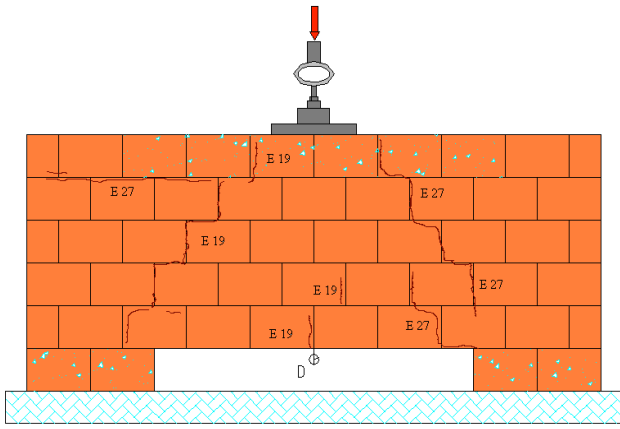
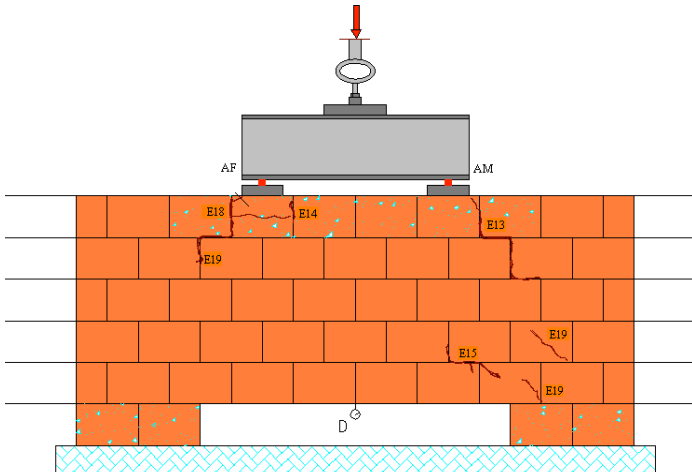
deslocamento. Tal fato pode ser justificado pela diferença de espessuras das juntas verticais e horizontais das mini-paredes, como pela mudança na mão-de-obra e pelas diferenças no deslocamento lateral.

No gráfico 3.3, verifica-se que para a carga de 70 kN há uma mudança de concavidade na curva que representa o comportamento da mini-parede 1, para a mesma carga, a partir do gráfico 3.4, observa-se mudança no sentido do deslocamento lateral (com variação significativa). Tal fato pode justificar essa mudança de concavidade na curva *carga x flecha central*, entretanto, não houve ruptura da mini-parede 1. Em seguida, no ponto correspondente à carga de aproximadamente 90 kN, ocorreu nova mudança no sentido do deslocamento lateral, neste ponto, observou-se perda de rigidez o que provocou o aumento dos deslocamentos no meio do vão – ver gráfico 3.3.

Finalmente, observou-se que à medida que o carregamento aumentava ocorriam variações no sentido do deslocamento – mais evidente na mini-parede 1. Apesar destas variações, não houve ruptura brusca das mini-paredes como se verificou nas amostras da Série 1 que, aos primeiros sinais de mudanças no sentido do deslocamento lateral, rompiam e a espessura das fissuras aumentavam consideravelmente. Este comportamento mostra o desempenho das armaduras de junta que garantiu um aumento da capacidade dúctil e evitou a ocorrência de colapso súbito após o início de fissuração do modelo.

No quadro 3.1 e na tabela 3.13, encontram-se os principais resultados obtidos nos ensaios dos modelos da Série 1 e Série 3: os valores da carga de início da fissuração e da respectiva flecha central, o valor da carga de ruptura e a última leitura da flecha central e, também, ilustra-se o padrão de fissuração registrado nos modelos no final de cada ensaio.

Quadro 3.1 – Principais resultados do ensaio dos modelos das Séries 1 e 3 (modo de ruptura, carga da 1ª fissura, de ruptura e flechas correspondentes).

	Mini-parede 1 da Série 1	
	1ª Fissura	Carga (kN)
	Flecha (mm)	0,32
Leituras máx..	Carga rup. (kN)	50,7
	Flecha (mm)	0,87
	Mini-parede 2 da Série 1	
	1ª Fissura	Carga (kN)
	Flecha (mm)	0,5
Leituras máx	Carga rup. (kN)	37,0
	Flecha (mm)	1,0
	Mini-parede 1 da Série 3	
	1ª Fissura	Carga (kN)
	Flecha (mm)	1,5
Leituras máx.	Carga rup. (kN)	108,0
	Flecha (mm)	2,5

Continuação do Quadro 3.1:

Mini-parede 2 da Série 3		
1ª Fissura	Carga (kN)	81,1
	Flecha (mm)	1,2
Leituras máx.	Carga rup. (kN)	130,0
	Flecha (mm)	2,0

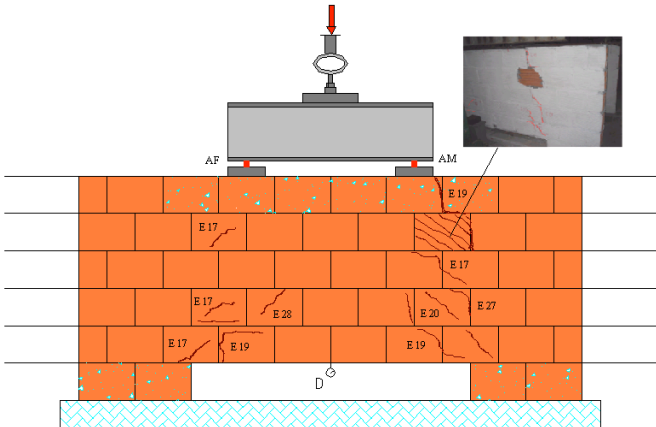


Tabela 3.13 – Resumo dos resultados das mini-paredes com 280 cm de comprimento.

Série	Mini-parede	Carga de fissuração (kN)	Flecha máxima (mm)	Carga de ruptura (kN)
1	1	15,2	----	50,7
	2 ⁽¹⁾	28,7	1,0	37,0
2	Não houve ensaio.			
3	1	67,5	2,5	108,0 ⁽²⁾
	2	81,1	2,0	130,0
Média		74,3	2,25	119,0

⁽¹⁾ A mini-parede 2 da série 1 foi ensaiada sob esforço de flexão com a carga aplicada no meio do vão – esforço de flexão sob 3 pontos.

⁽²⁾ Carga estimada em função da primeira fissura e dos resultados obtidos na mini-parede 2 da Série 3. Esta estimativa se deve ao fato de que, neste ensaio, foi utilizado o anel dinamométrico com capacidade de 100 kN (único disponível no LAEES nos períodos deste ensaio). Desta forma, houve o esgotamento da capacidade de carga do anel antes da mini-parede atingir a ruptura.

De acordo com o processo de evolução das fissuras, observou-se que em ambos os modelos (séries sem e com armadura) houve uma tendência de concentração das tensões sobre os apoios e o surgimento, principalmente, de fissuras de corte. Entretanto, verificou-se um aumento da capacidade resistente e da capacidade da alvenaria de se deformar. Além disso, verificou-se a diminuição da espessura das fissuras nas mini-paredes com armadura e a ocorrência da primeira fissura para uma carga superiores à carga das mini-paredes sem armadura.

Vale ressaltar, também, que o gráfico 3.5, assim como os anteriores, foram traçados a partir das leituras realizadas antes da retirada dos relógios, desta forma, os resultados da carga máxima nos gráficos diferem dos apresentados na tabela 3.10, que correspondem às cargas de ruptura lida no anel dinamométrico quando cada mini-parede perdeu a sua capacidade resistente, ou seja, quando ocorreu o colapso da amostra.

Além disso, é importante considerar que a leitura dos dados experimentais foi analógica, portanto, trata-se de dados discretos e não de dados contínuos como ocorre na leitura digital, sendo assim, as curvas traçadas a partir destes pontos não são *suaves*.

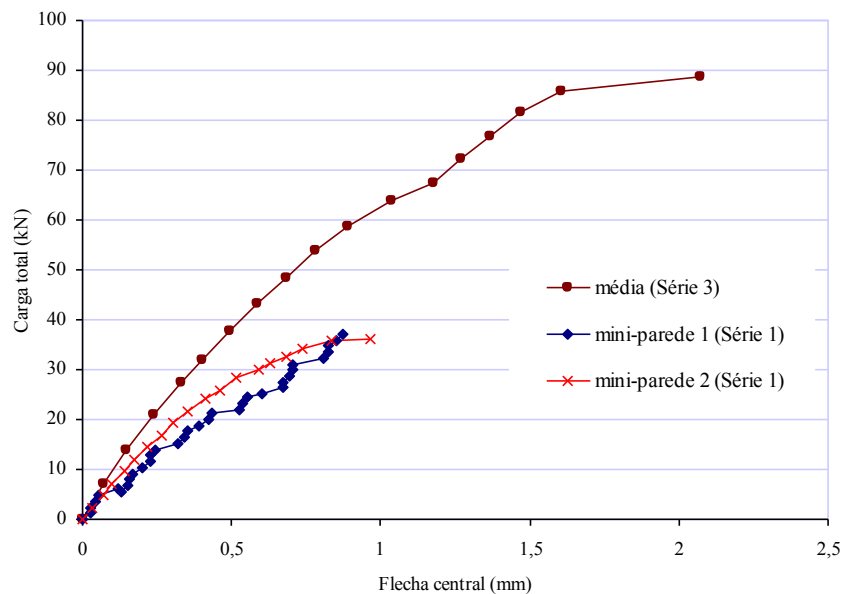


Gráfico 3.5 Curva carga total x flecha no meio do vão da média dos resultados das Séries 3 e os resultados de cada mini-parede da Série 1.

Com base nos resultados apresentados no gráfico 3.5, verificam-se as eventuais melhorias no comportamento das mini-paredes com reforço no que se refere ao aumento da ductilidade e da capacidade resistente das mini-paredes com armaduras inseridas nas juntas horizontais de assentamento. A reduzida fecha central nas mini-paredes da Série 1 comprova uma ruptura frágil e brusca, não existindo grandes deslocamentos a antecipar a ruptura.

Apesar de terem sido registradas fissuras de flexão na parte inferior das mini-paredes próximas do centro, estas não foram preponderantes na ruptura. Na fase final do carregamento, formavam-se fissuras de corte na direção dos apoios que evoluíam à medida que se aumentava a carga – verificou-se reduzida abertura de fissuras no meio do vão e na parte inferior (baixa influência da flexão no modo de ruptura). Desta forma, realizou-se nova alteração nos modelos, foram executadas mini-paredes com comprimento maior (igual a 400 cm considerando a espessura das juntas verticais), conforme será apresentado no item a seguir.

3.7 ENSAIO À FLEXÃO VERTICAL EM MINI-PAREDES COM 400 cm DE COMPRIMENTO

O ensaio à flexão vertical em três pontos foi realizado em nove mini-paredes com 400 cm de comprimento (considerando a espessura das juntas) e 120 cm de altura – sendo três mini-paredes da Série 1 (sem armadura), três da Série 2 (armadura a cada duas juntas horizontais) e as demais da Série 3 (armadura em todas as juntas horizontais).

3.7.1 EQUIPAMENTOS

Em todos os ensaios, utilizou-se os mesmos equipamentos dos testes em mini-paredes com 280 cm de comprimento. Entretanto, a leitura do carregamento foi feita através de anel dinamométrico com capacidade de 100 kN para qualquer série considerada – a constante deste anel era de 0,246 kN/divisão.

A fim de avaliar o estado de deformação nas armaduras, aplicou-se nas mini-paredes da Série 2 extensômetros elétricos da marca Kyowa, tipo KFG-1N-20-C1-11, 1 mm, 120 Ω de resistência. A figura 3.32 ilustra um esquema geral da instrumentação das mini-paredes da Série 2 – modelo com armadura de junta a cada duas fiadas.

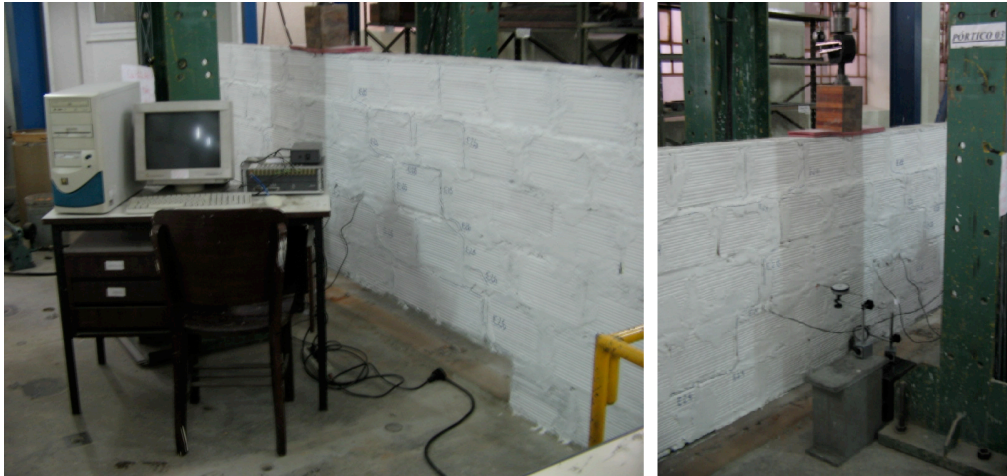


FIGURA 3.32 Esquema geral da instrumentação das mini-paredes da Série 2 (armaduras instrumentadas com extensômetros elétricos).

3.7.2 RESULTADOS

Em virtude da necessidade de obtenção rápida dos resultados, estes ensaios foram realizados aos quatorze dias após a execução de cada mini-parede. As informações gerais quanto à metodologia de ensaio e os detalhes construtivos foram apresentados no item 3.4.

Os resultados obtidos, em cada modelo ensaiado, são apresentados neste item. Em primeiro lugar serão apresentados os resultados da Série 1 (modelos sem armadura) e, posteriormente, os dos modelos com armaduras nas juntas horizontais – Série 2 e Série 3.

(a) Série 1 (grupo de mini-paredes sem armadura)

De uma forma geral, as primeiras fissuras apareceram na região de maior tração. À medida que o carregamento aumentava, as fissuras começaram a surgir, também, na juntas verticais próximas aos pontos de aplicação da carga. Após as primeiras fissuras verificava-se a ruptura – ruptura brusca.

A título de exemplo, apresenta-se na figura 3.33 o modo de ruptura da mini-parede 1 da Série 1 e na figura 3.34 detalhes das fissuras apresentadas na mini-paredes 2 da mesma série.



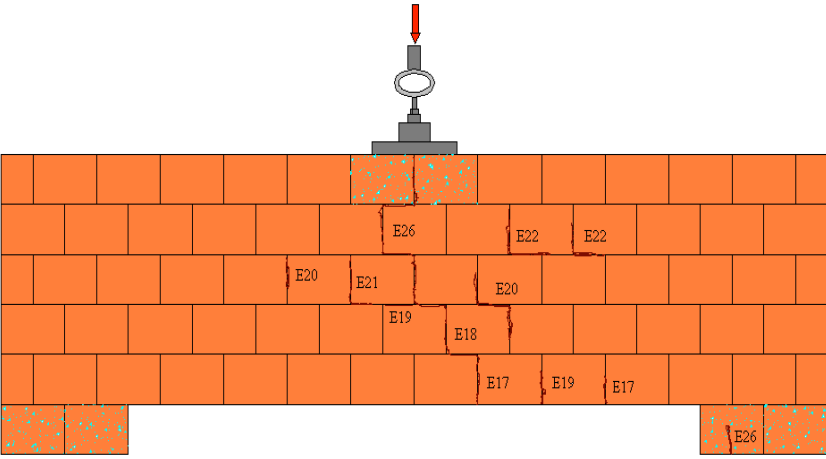
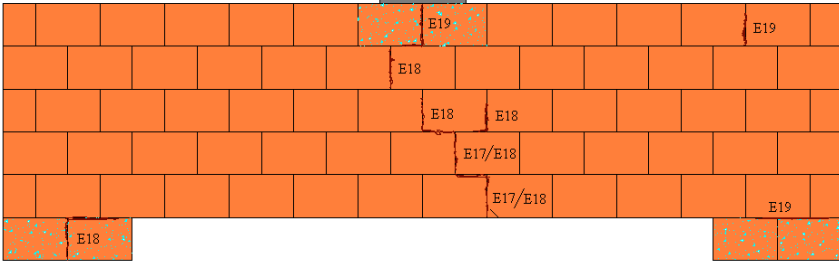
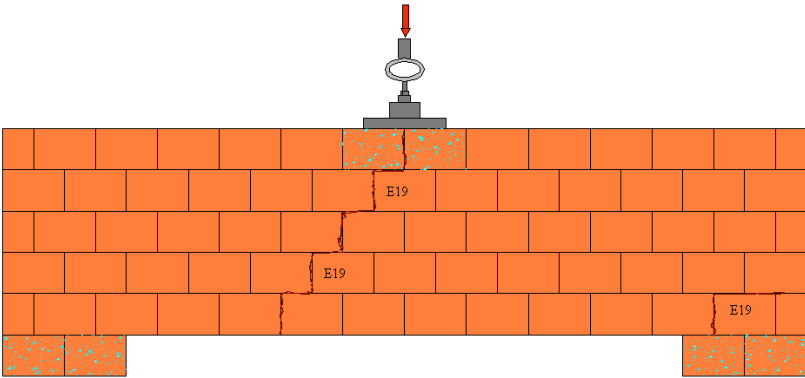
FIGURA 3.33 Modo de ruptura da mini-parede 1 da Série 1.



FIGURA 3.34 Detalhes das fissuras da mini-parede 2 da Série 1.

No quadro 3.2, encontram-se registrados o processo de evolução das fissuras nas mini-paredes da Série 1, as cargas em cada etapa na qual foram registradas fissuras e as respectivas flechas no meio do vão.

Quadro 3.2 – Processo de evolução das fissuras, carga em cada etapa do ensaio com a respectiva flecha e modo de ruptura das mini-paredes da Série 1.

Mini-parede 1			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E17	18,3	0,6
	E18	18,3	0,7
	E19	19,1	0,8
	E20	19,8	0,9
	E21	20,7	0,9
	E22	21,2	1,0
	E26	24,0	ruptura
Mini-parede 2			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E17	19,1	0,9
	E18	20,0	1,4
	E19	20,0	ruptura
	Mini-parede 3		
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E19	21,5	0,7

A seguir são apresentados os gráficos de *carga x flecha* no meio do vão (gráfico 3.6) e gráficos de *carga x deslocamento lateral* (gráfico 3.7) que representam o comportamento das mini-paredes no decorrer do ensaio.

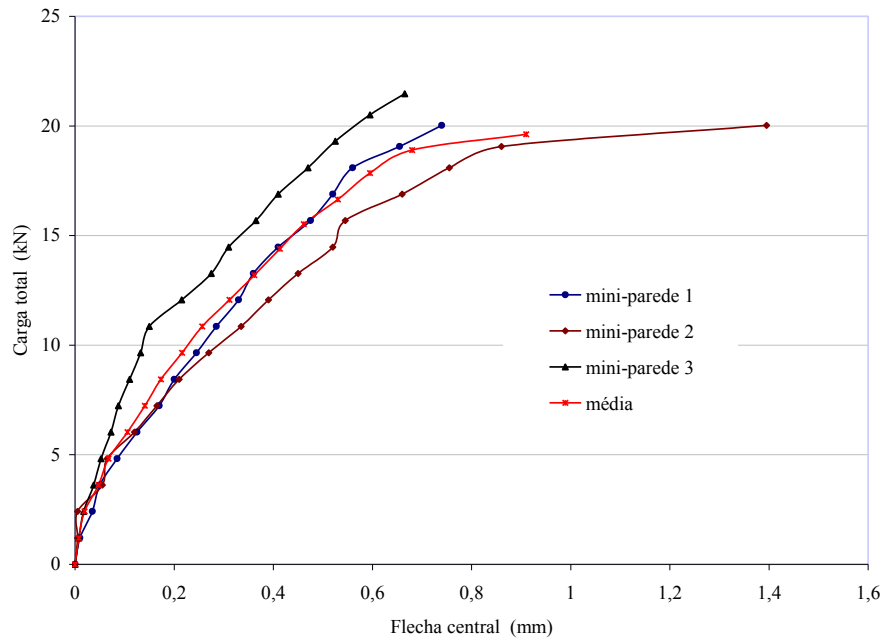


Gráfico 3.6 Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 1.

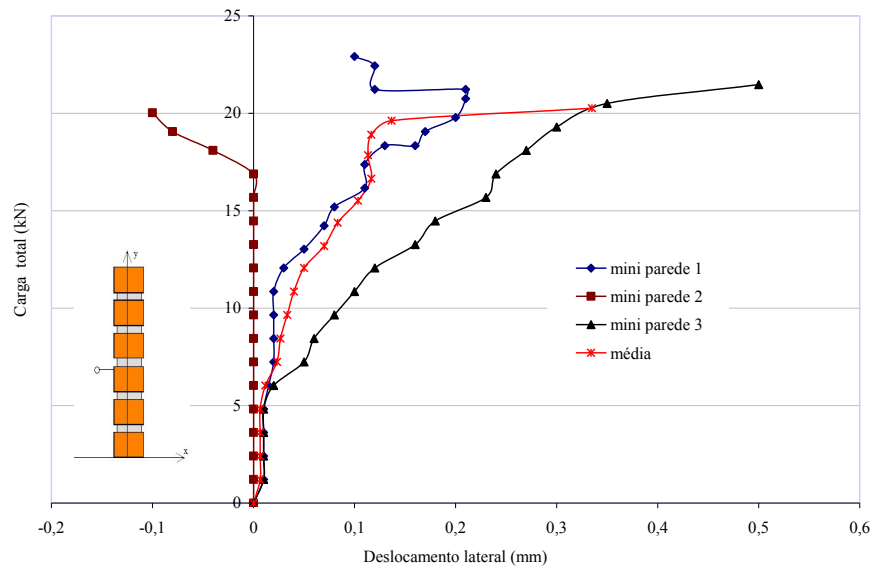


Gráfico 3.7 Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 1.

Por meio dos resultados apresentados nos gráficos, observam-se comportamentos semelhantes das mini-paredes. Entretanto, verificou-se maior deslocamento no meio do vão da mini-parede 2, o que pode ser justificado pela não ocorrência de deslocamento lateral até uma carga de aproximadamente 16 kN (ver gráfico 3.7). A partir desta carga, verificou-se perda de rigidez (ver gráfico 3.6 – mini-parede 2) o que provocou o aumento dos deslocamentos no meio do vão seguida da ruptura da mini-parede. Em todas as mini-paredes deste modelo (Série 1), após o surgimento das primeiras fissuras, ocorreu a ruptura.

As demais mini-paredes apresentaram deslocamento lateral desde o início da aplicação do carregamento, aumentando gradativamente ao longo do ensaio (ver gráfico 3.7). Desta forma, essas mini-paredes apresentaram flechas a meio vão menores do que na mini-parede 2. Porém, em todas as mini-paredes deste modelo, após o surgimento das primeiras fissuras, ocorria a ruptura – o que comprova uma ruptura frágil e brusca.

(b) Série 2 (grupo de mini-paredes com armadura imersas em todas as juntas horizontais)

Neste modelo, não foram observadas fissuras na região de maior tração, entretanto, verificou-se a evolução das fissuras na direção dos apoios caracterizando uma tendência à formação do efeito arco. A menor carga registrada para a qual surgiu a primeira fissura foi de 24,6 kN – fissura localizada próxima aos apoios, e à medida que o carregamento aumentava, surgiam fissuras próximas aos pontos de aplicação da carga. Quanto à flecha no meio do vão, a menor flecha registrada foi de 0,7 mm para a qual surgiu a primeira fissura. As fissuras apresentaram espessuras menores em comparação com as verificadas nas mini-paredes do modelo sem armadura (Série 1), além disso, verificou-se fissuras apenas na argamassa, não houve fissuras nos blocos e ruptura das faces como registradas no modelo sem reforço.

A carga máxima verificada no modelo foi de 37,2 kN e a leitura máxima da flecha central (antes da retirada dos relógios) foi de 2,0 mm. É importante salientar que em todas as mini-paredes do modelo a ruptura foi dúctil.

A título de exemplo, apresenta-se na figura 3.35 o modo de ruptura e detalhes das fissuras apresentadas em algumas mini-paredes da Série 2.



FIGURA 3.35 Modo de ruptura e detalhes das fissuras das mini-paredes da Série 2.

No quadro 3.3, encontram-se registrados o processo de evolução das fissuras nas mini-paredes da Série 2, as cargas em cada etapa na qual foram registradas as fissuras, as respectivas flechas no meio do vão e o modo de ruptura.

Quadro 3.3 – Processo de evolução das fissuras, carga em cada etapa do ensaio com a respectiva flecha e modo de ruptura das mini-paredes da Série 2.

Mini-parede 1			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E24	24,6	1,4
	E25	24,6	2,0
	E26	33,8	ruptura
Mini-parede 2			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E25	26,5	0,7
	E26	36,4	ruptura
Mini-parede 3			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E26	27,5	1,0
	E27	37,2	ruptura

A seguir são apresentados os gráficos de *carga x flecha* no meio do vão (gráfico 3.8) e gráficos de *carga x deslocamento lateral* (gráfico 3.9) que representam o comportamento das mini-paredes no decorrer do ensaio.

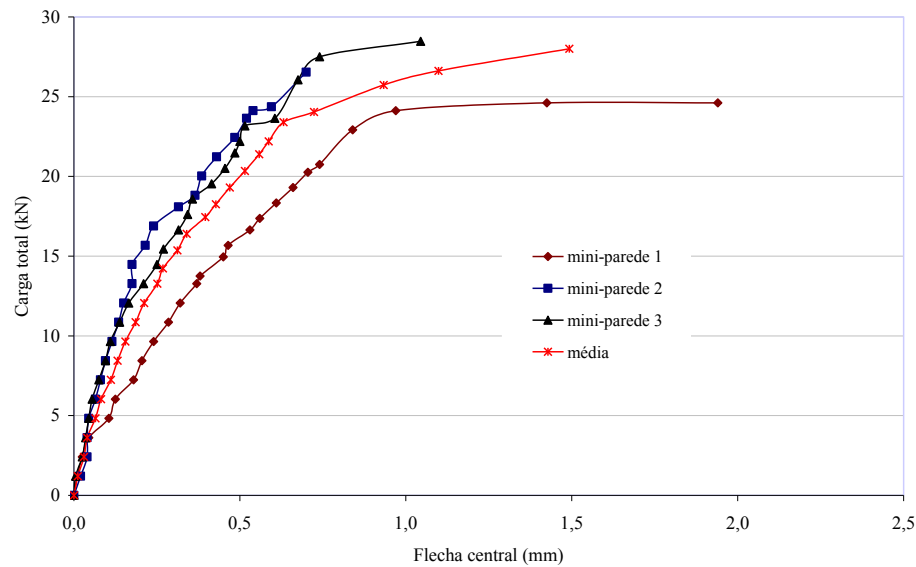


Gráfico 3.8 Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 2.

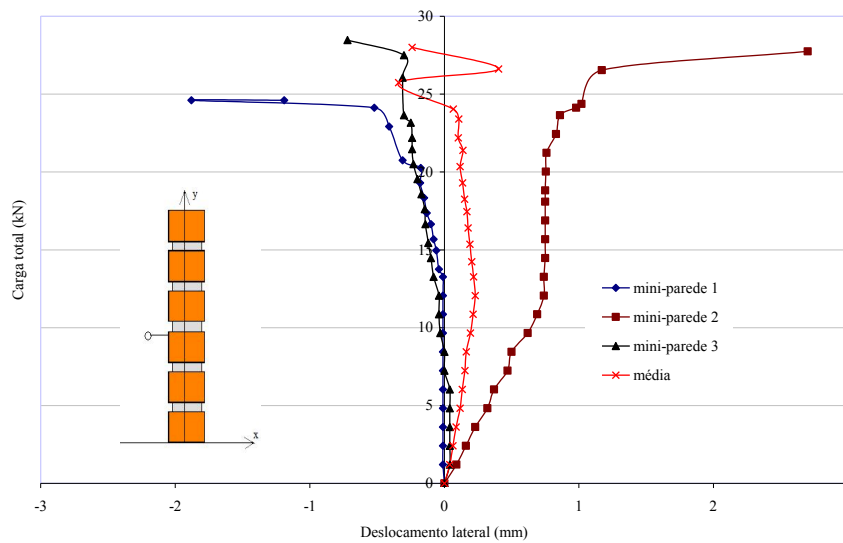


Gráfico 3.9 Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 2.

De acordo com os gráficos, a mini-parede 2 apresentou menor ductilidade e maior deslocamento lateral. As demais mini-paredes apresentaram deslocamentos laterais a partir da carga de 10 kN, entretanto, não houve ruptura. No momento em que estes deslocamentos laterais tornaram-se maiores (a partir da carga de 20 kN – mais evidente na mini-parede 1), observa-se perda de rigidez e conseqüente aumento da flecha central. Porém, apesar dos grandes deslocamentos laterais em valor absoluto, não houve ruptura brusca como observou-se nos modelos sem armadura.

Entretanto, através dos gráficos, verifica-se comportamento semelhante das mini-paredes ao longo do ensaio, entretanto, observam-se diferenças na carga de ruptura e nos deslocamentos centrais. Tais diferenças podem ser justificadas pelas espessuras não uniformes das juntas horizontais e verticais das mini-paredes. Em algumas mini-paredes, verificou-se a ausência de juntas verticais em determinadas regiões e, em outros casos, juntas com espessura superior à 1mm (espessura recomendada para as juntas horizontais e verticais de paredes de alvenaria). Isto se deve à rotatividade da mão-de-obra durante a fase experimental e ao fato destas mini-paredes terem sido executas por mão-de-obra não especializada – ao contrário das mini-paredes com 280 cm de comprimento.

Neste modelo, conforme especificado anteriormente, foram utilizados extensômetros elétricos a fim de verificar o estado de deformação das armaduras ao longo do ensaio. Na figura 3.36, apresenta-se o esquema do posicionamento dos extensômetros no modelo.

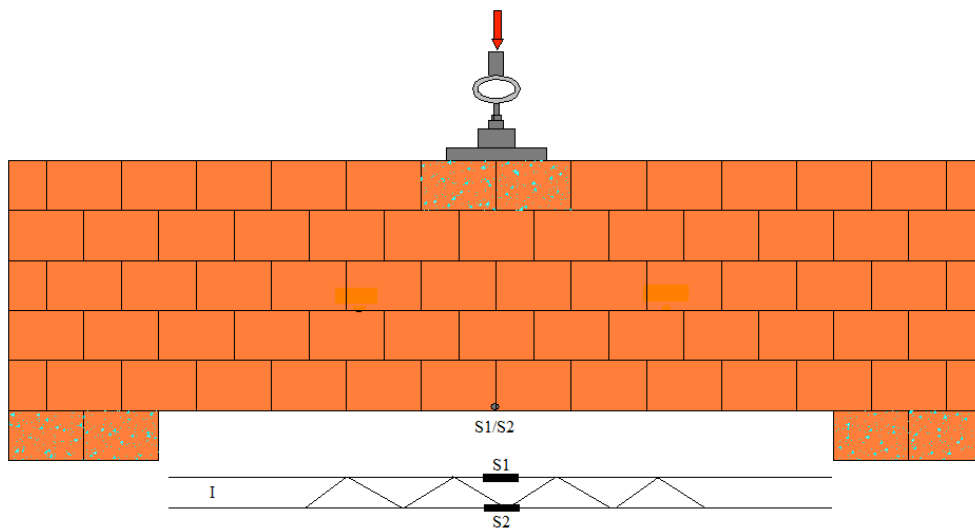


FIGURA 3.36 Posição dos extensômetros no modelo reforçado com armadura de junta (Série 2).

Através destes extensômetros foi possível observar o comportamento das armaduras de junta no decorrer do ensaio, conforme apresentado nos gráficos a seguir que ilustram as deformações lidas e as respectivas cargas aplicadas. Em cada mini-parede do modelo foram utilizados dois extensômetros (figura 3.36), exceto na mini-parede 1 na qual foi colado apenas o extensômetro designado por S1.

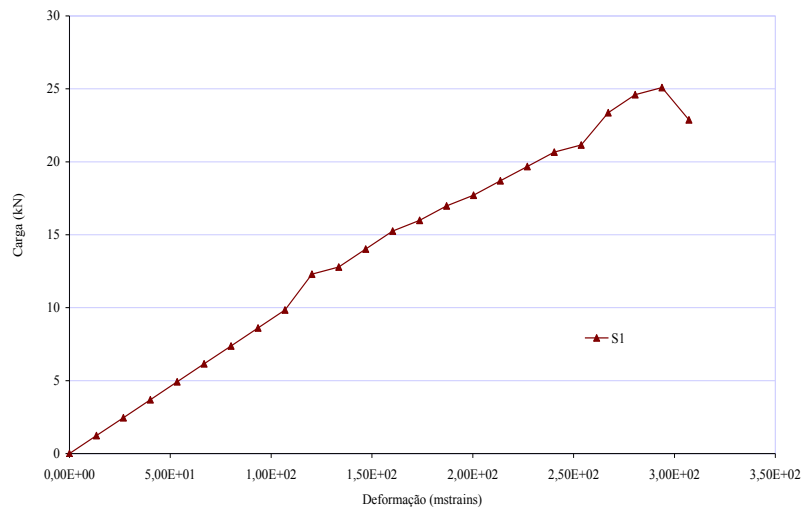


Gráfico 3.10 Carga total x deformação da armadura da mini-parede 1 da Série 2.

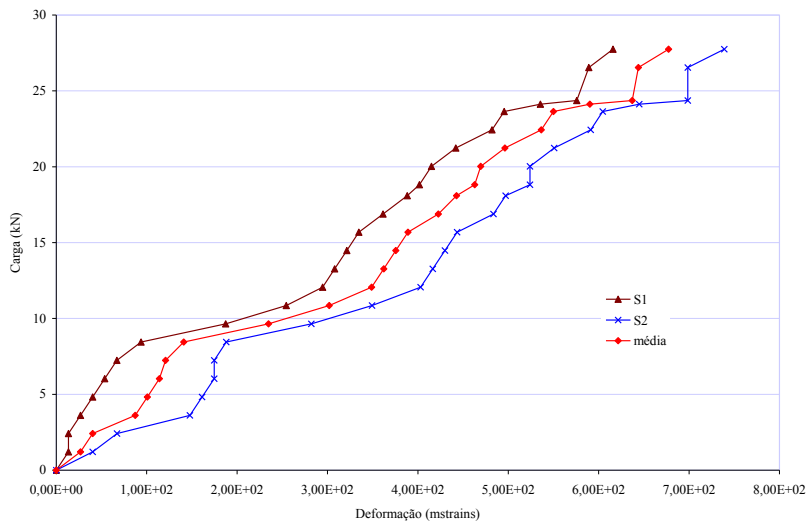


Gráfico 3.11 Carga total x deformação da armadura da mini-parede 2 da Série 2.

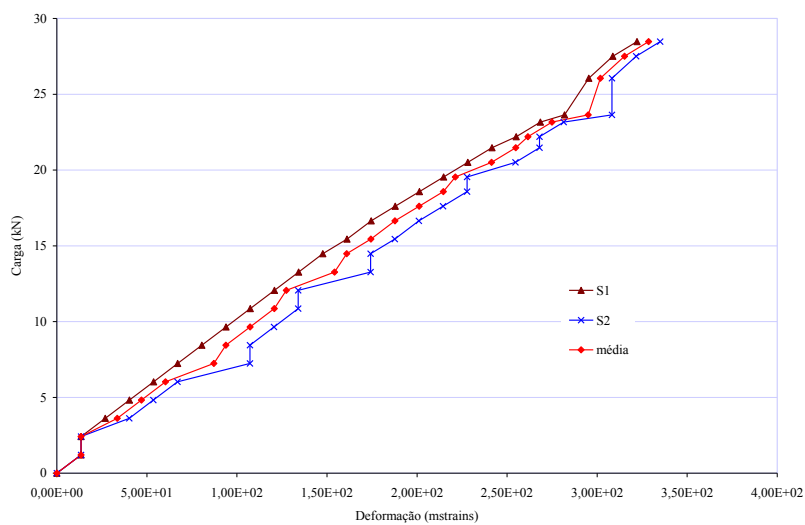


Gráfico 3.12 Carga total x deformação da armadura da mini-parede 3 da Série 2.

De acordo com os resultados apresentados, o valor máximo registrado da deformação foi de 750 μ strains (gráfico 3.11 – mini-parede 2), portanto, verifica-se que a armadura de junta trabalhou no máximo a cerca de 40% da sua capacidade última que corresponde à aproximadamente 2000 μ strains. Isto comprova o desempenho da armadura no modelo, entretanto, o fraco desempenho constatado através das deformações pode ser justificado, em parte, pelo baixo nível das tensões – a tensão máxima de compressão verificada foi de 0,95 MPa na mini-parede 3 do modelo (ver equações a seguir). Além disso, após ruptura das mini-paredes e através do modo de ruína observado em todos os modelos, verificou-se o destacamento da argamassa de assentamento dos blocos em virtude da baixa aderência entre blocos e argamassa – o que, também, pode justificar o baixo nível das deformações das armaduras de junta. Além disso, as mini-paredes ensaiadas são relativamente rígidas, no entanto, apresentaram baixa resistência à compressão, sendo assim, a ruptura ocorre por esmagamento antes de plastificar a armadura.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{6M_{m\acute{a}x}}{bh^2} \quad \text{Equação (3.2)}$$

Sendo:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – tensão de flexão máxima;

$M_{m\acute{a}x}$ – momento fletor máximo;

b – espessura da parede;

h – altura da parede.

Portanto, tem-se:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{pl}{4} = \frac{37,2 \times 3,4}{4} = 31,62 \text{ kN.m} \quad \text{Equação (3.3)}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{6M_{m\acute{a}x}}{bh^2} = \frac{6 \times 31,62}{0,14 \times 1,20^2} = 0,95 \text{ MPa} \quad \text{Equação (3.4)}$$

As demais variações e diferenças de comportamento entre as mini-paredes deste modelo podem ser justificadas pela grande variação da espessura das juntas em cada amostra.

(c) Série 3 (grupo de mini-paredes com armaduras imersas em todas as juntas horizontais)

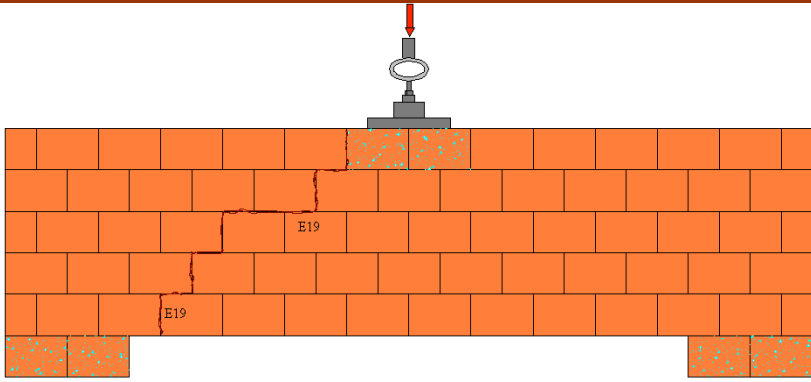
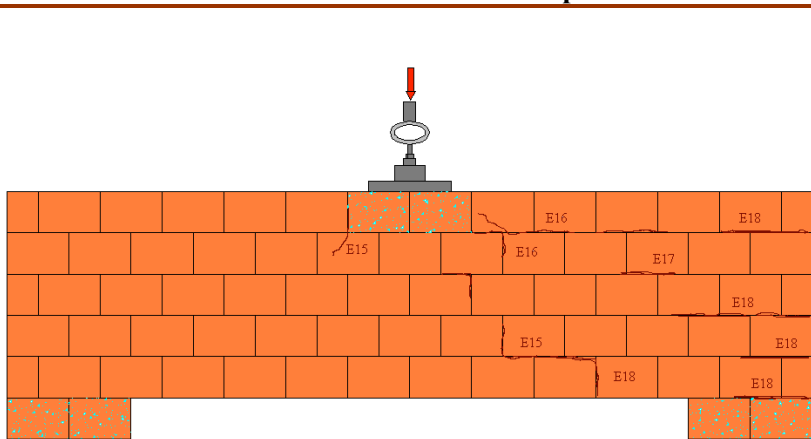
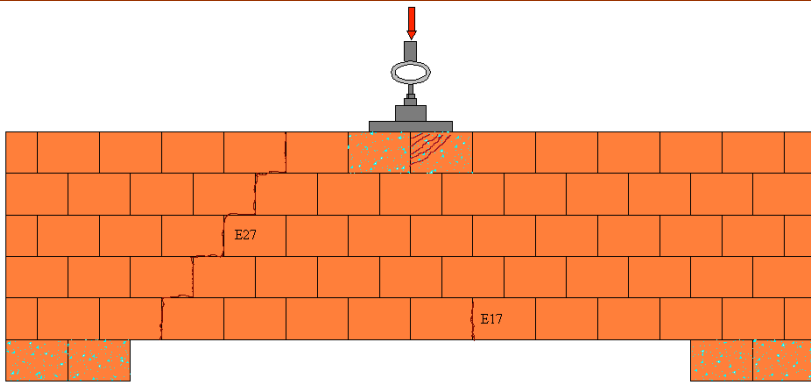
Neste modelo, verificou-se uma menor quantidade de fissuras do que nos modelos anteriores e com espessuras menores em comparação ao modelo sem reforço. Na mini-parede 1 deste modelo, a primeira fissura ocorreu para uma carga de 24,8 kN com uma respectiva flecha no meio do vão de 1,8 mm – fissura diagonal localizada nas juntas verticais de argamassa, conforme ilustra a figura 3.37. Em seguida, após o surgimento desta fissura, verificou-se a perda de capacidade de carga da mini-parede caracterizando a ruptura. Vale salientar que, na mini-parede 2 deste modelo, houve excentricidade de carga em função do mau nivelamento em relação ao pórtico durante a execução. A fim de evitar este problema, foram executadas quatro mini-paredes nesta Série 3, entretanto, não foi possível corrigi-lo completamente.



FIGURA 3.37 Modo de ruptura da mini-parede 1 e 2 da Série 3.

No quadro 3.4, encontram-se registrados o processo de evolução das fissuras nas mini-paredes da Série 3, as cargas em cada etapa na qual foram registradas fissuras e as respectivas flechas no meio do vão.

Quadro 3.4 – Processo de evolução das fissuras, carga em cada etapa do ensaio com a respectiva flecha e modo de ruptura das mini-paredes da Série 3.

Mini-parede 1			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E19	24,8	1,8
Mini-parede 2			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E15	16,6	1,0
	E16	15,7	1,0
	E17	17,0	1,5
	E18	25,7	ruptura
Mini-parede 3			
	Etapa	Carga (kN)	Flecha (mm)
	E17	18,6	0,6
	E27	26,5	1,0

Vale ressaltar que em todas as mini-paredes deste modelo, antes do aparecimento das primeiras fissuras, observou-se perdas de carga e estalos durante a aplicação do carregamento.

A mini-parede 1, após a ruptura, não apresentou novas fissuras além da ilustrada no Quadro 3.4 para a carga de 4,8 kN.

A seguir são apresentados os gráficos de *carga x flecha* no meio do vão (gráfico 3.13) e gráficos de *carga x deslocamento lateral* (gráfico 3.14) que representam o comportamento das mini-paredes no decorrer do ensaio.

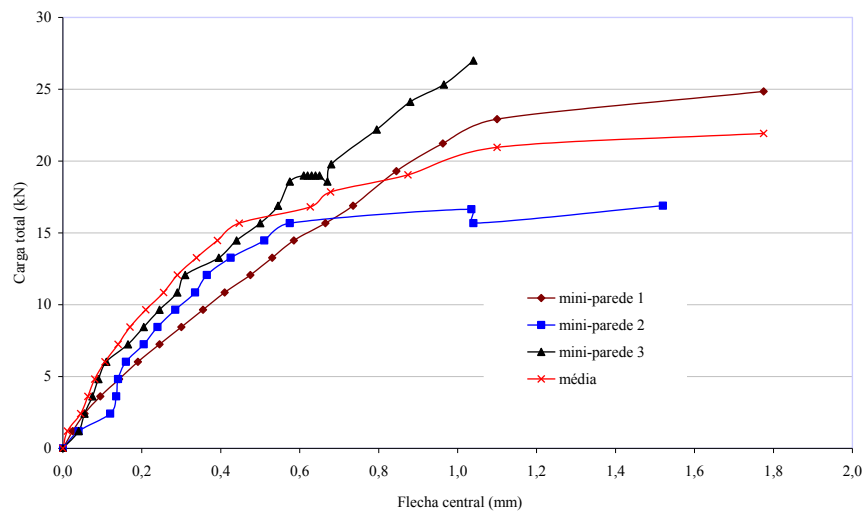


Gráfico 3.13 Curva carga total x flecha no meio do vão das mini-paredes da Série 3.

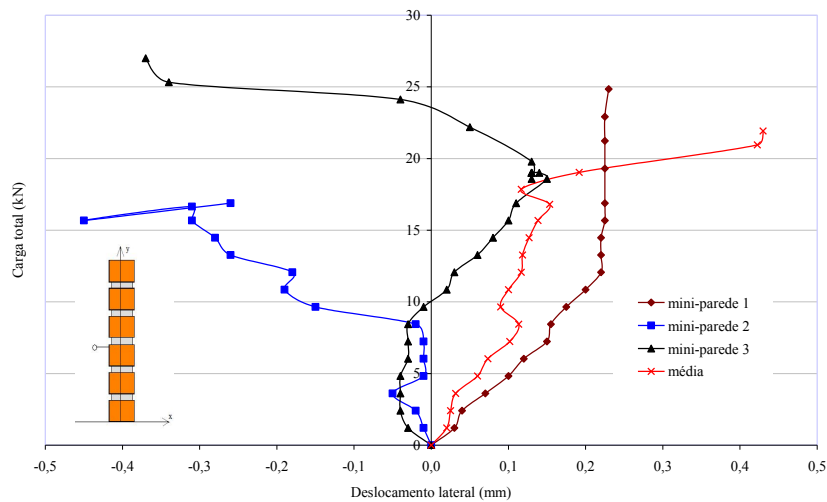


Gráfico 3.14 Curva carga total x deslocamento lateral das mini-paredes da Série 3.

Verifica-se, através dos gráficos, comportamentos diferenciados das mini-paredes ao longo do ensaio. Tais diferenças podem ser justificadas pela excentricidade do carregamento, espessuras não uniformes das juntas horizontais e verticais das mini-paredes – juntas com

espessura superior à 1,0 cm. Além disso, com base na observação dos danos até a ruptura, verificou-se destacamento da argamassa de forma mais evidente do que nos modelos anteriores, conforme ilustra a figura 3.38.



FIGURA 3.38 Detalhes do destacamento da argamassa e da espessura das juntas.

3.8 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS EM CADA MODELO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na tabela 3.14, encontram-se os principais resultados obtidos nos ensaios das mini-paredes de cada modelo. Assim, apresentam-se os valores da carga de início da fissuração e a respectiva flecha no meio do vão, o valor da carga de ruptura, a leitura máxima da flecha no meio do vão.

Tabela 3.14 – Resumo dos resultados das mini-paredes com quatro metros de comprimento.

Série	Mini-parede	Carga 1ª fiss. (kN)	Flecha 1ª fiss. (mm)	Flecha máxima (mm) ⁽¹⁾	Carga de ruptura (kN)
1	1	18,3	0,6	1,2	24,0
	2	19,1	0,9	1,4	20,0
	3	21,5	0,7	0,7	21,5
	Média	19,6	0,7	1,1	21,8
2	1	24,6	1,4	2,0	33,8
	2	26,5	0,7	0,7	36,4
	3	27,5	1,0	1,0	37,2
	Média	26,2	1,0	1,2	35,8
3	1	24,8	1,8	1,8	33,5
	2	16,6	1,0	1,5	25,7
	3	18,6	0,6	1,0	35,2
	Média	20,0	1,1	1,4	31,5

⁽¹⁾ A coluna referente à flecha máxima corresponde à última leitura realizada antes da retirada dos relógios em virtude do risco de serem danificados quando ocorresse a ruptura das mini-paredes. Portanto, a flecha máxima não está relacionada com a carga de ruptura.

De acordo com o processo de evolução das fissuras e com o comportamento das mini-paredes de cada modelo, verificou-se que os modelos com armadura de junta a cada duas fiadas horizontais (Série 2) apresentaram maior ductilidade e maior capacidade resistente. Verificou-se um aumento da capacidade resistente de aproximadamente 25%, cuja carga média de ruptura passou de 19,6 kN (Série 1) para 26,2 kN (Série 2). Quanto à flecha no meio do vão, observou-se que nos modelos com armadura de junta, o processo de fissuração iniciou para deslocamentos maiores em comparação ao modelo sem reforço (Série 1). Além disso, com

base na progressão de danos observados até a ruptura, verificou-se que nos modelos com armadura de junta não houve fragmentação dos blocos como observado nos modelos sem reforço, entretanto, houve o rebaixamento dos blocos centrais (nos pontos de aplicação das cargas) e, em algumas mini-paredes, esmagamento dos blocos nas proximidades dos apoios em função do efeito arco.

Nos gráficos 3.15 e 3.16, apresentam-se as curvas definidas a partir da média dos resultados obtidos em cada modelo.

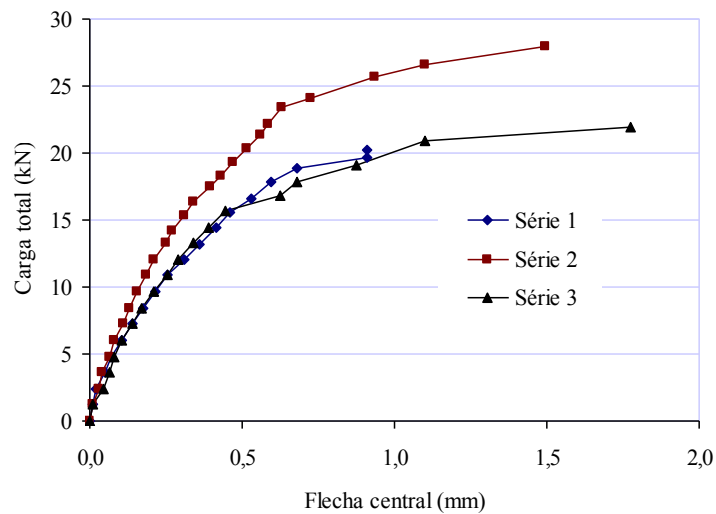


Gráfico 3.15 Curva carga total x flecha no meio do vão da média dos resultados obtidos em cada modelo.

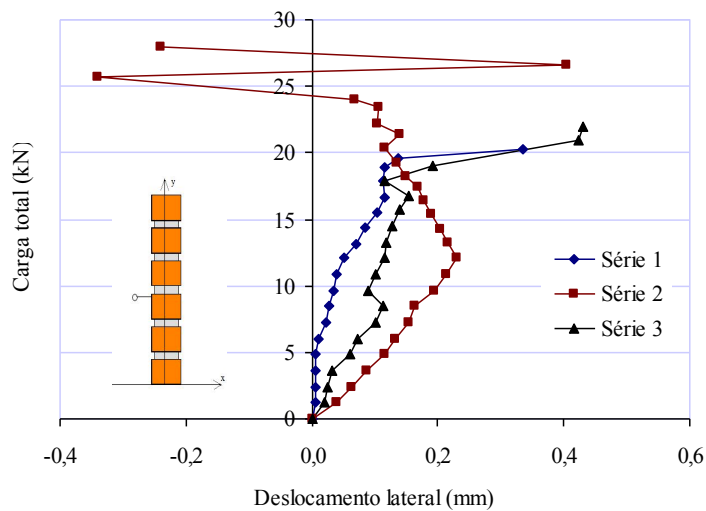


Gráfico 3.16 Curva carga total x deslocamento lateral da média dos resultados obtidos em cada modelo.

A observação dos gráficos (principalmente o gráfico 3.15) reforça as conclusões acima mencionadas, pois é visível o efeito das armaduras de junta no comportamento dos modelos, traduzidas em termos de acréscimos de capacidade dúctil e da capacidade resistente – resultados também observados nos modelos com 280 cm de comprimento. Verifica-se, também, comportamento semelhante dos modelos para carregamentos menores e mudanças a partir do instante que as cargas aumentam – principalmente, na Série 2, na qual as diferenças tornam-se significativas a partir da carga de aproximadamente 10 kN. Pode-se considerar que há uma certa coerência (menor distância entre as curvas) na fase elástica, onde ainda não se tem nenhum fenômeno de instabilidade envolvido. Isto é, quando o modelo começa a apresentar fissuras, mesmo que estas não sejam visíveis externamente, está caracterizado um estado de instabilidade interna dos materiais. Acredita-se que a partir deste momento ocorre uma participação mais efetiva da armadura no comportamento da alvenaria (no capítulo 4, que se refere à análise numérica dos modelos ensaiados, há alguns resultados que comprovam tais observações).

Quanto ao comportamento das mini-paredes do modelo com armadura em todas as juntas horizontais ser semelhante ao modelo sem reforço até uma carga de aproximadamente 15 kN, pode ser justificado em função da excentricidade do carregamento, da qualidade da mão-de-obra (não especializada). Entretanto, a partir da carga de aproximadamente 16 kN é visível uma considerável perda de rigidez, porém, devida à resistência mobilizada pela armadura de junta, após o início da fissuração, as mini-paredes da Série 3 ainda suportaram significativos acréscimos de carga e deformação (deslocamento) – estas observações, também, podem ser comprovadas a partir da análise numérica apresentada no capítulo 4. Ao contrário, a reduzida flecha e rigidez das mini-paredes da Série 1 (sem armadura) comprovam uma ruptura frágil e brusca, não existindo grandes deformações capazes de antecipar a ruptura.

Neste contexto, no que se refere ao comportamento linear da armadura observado através das curvas cargas x deformação e o comportamento não linear das mini-paredes da Série 2 e os resultados obtidos na Série 3, pode-se considerar que o aumento de armadura não conduz ao aumento de carga, sendo a resposta controlada pela mão de obra e resistência à compressão da alvenaria.

Portanto, de forma geral, observou-se que os modelos reforçados com armadura de junta apresentaram um aumento da carga de início de fissuração, melhor comportamento em serviço, maior capacidade resistente e maior flecha na ruptura.

Vale ressaltar, novamente, que para a execução das mini-paredes foram doadas as armaduras em treliça plana com espaçamento entre as barras longitudinais de 50 mm (RND-Z. 4/50). Considerando que os blocos cerâmicos doados para a pesquisa tinham espessura de 140 mm (figura 3.1), neste caso, segundo recomendações do Manual técnico do fabricante, seria conveniente a utilização da armadura em treliça plana Murfor RND-Z. 4/100 – espaçamento de 100 mm entre as barras longitudinais. Entretanto, não foi possível alterar o lote dos blocos ou das armaduras de junta. Além disso, segundo observações técnicas do fabricante este espaçamento é recomendado principalmente para blocos vazados (neste caso, foram utilizados blocos cerâmicos furados com faces maciças) e não havia disponível, no Brasil, a armadura de junta RND-Z. 4/100, apenas a armadura com espaçamento de 115 mm entre as barras longitudinais (RND-Z 4/115), no entanto, estas não seriam adequadas em função do cobrimento mínimo da armadura recomendado pelo próprio fabricante.

Porém, o espaçamento entre as armaduras não tem influência nos resultados em termos de ruptura face ao carregamento no plano, no entanto, para ações fora do plano e na largura das fissuras a influência é significativa – considerando que a largura das fissuras depende significativamente do cobrimento da armadura (objeto de estudo no capítulo 6).

CAPÍTULO 4

ESTUDO NUMÉRICO

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo refere-se à simulação numérica computacional do comportamento mecânico das mini-paredes de blocos cerâmicos com quatro metros de comprimento submetidas ao sistema de ensaio de flexão em três pontos (modelos que apresentaram comportamento mais próximo do objetivo proposto para a pesquisa – conforme análise experimental descrita no Capítulo 3). Foram analisados numericamente os valores obtidos pela via experimental, de forma a serem validados os resultados e extrapolados para casos particulares, além disso, analisar alguns pontos singulares das paredes em escala real, como o estudo paramétrico que será apresentado no capítulo 5.

Para a realização desta análise numérica utilizou-se o programa computacional DIANA (versão 9.1) que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) para o cálculo do comportamento mecânico da alvenaria e disponibiliza em sua biblioteca modelos constitutivos apropriados para análise de materiais *quasi* frágeis. Além disso, DIANA é um programa computacional avançado para realizar análises e solucionar problemas com a modelagem estrutural – problemas de origem linear e não-linear, sob condições de carregamento estático ou dinâmico.

O objetivo desta análise numérica com recurso a um software que utiliza o MEF é:

- simular os modelo com as características mecânicas das mini-paredes de alvenaria ensaiadas;

- estabelecer a análise comparativa com o carregamento e os deslocamentos obtidos numericamente com os obtidos nos testes experimentais, no sentido de aferir o modelo;
- com o modelo anterior aferido, avaliar paredes em escala real e os respectivos resultados sob o ponto de vista de deformações e de pontos singulares;
- a partir desta avaliação, analisar modelos de cálculo para definir a quantidade e a disposição de armadura de junta ao longo de paredes de alvenaria a fim de evitar fissuras decorrentes de deformações excessivas dos elementos estruturais.

Desta forma, para se atingir o objetivo proposto, tornam-se necessários alguns esclarecimentos de conceitos básicos sobre os métodos e modelos constitutivos adotados para a realização da análise numérica. Estes modelos constitutivos do material tratam-se de uma descrição matemática que descreve as relações físicas entre as tensões e deformações a que o material está sujeito.

A utilização de modelos constitutivos requer uma calibração dos parâmetros propostos. Neste trabalho, a calibração dos parâmetros foi realizada numericamente, baseada nos dados experimentais disponíveis no Capítulo 3 e em dados obtidos a partir da literatura.

Vale lembrar que a utilização dos modelos constitutivos busca uma aproximação com o comportamento real dos materiais e estruturas. Entretanto, estes modelos não incorporam todos os mecanismos comportamentais presentes em uma dada situação e que interagem entre si. Logo, há que se considerar que a adoção de modelos é uma aproximação simplificada da realidade.

Sendo assim, para a compreensão da análise numérica e calibração realizada neste trabalho, apresenta-se, a seguir, a teoria referente aos procedimentos numéricos utilizados nas simulações.

4.2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS SOBRE A MODELAGEM DA ALVENARIA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

4.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O método dos elementos finitos é uma técnica utilizada para resolver equações diferenciais parciais. O método possibilita solucionar problemas relacionados às grandezas de deslocamentos, tensões, temperaturas, velocidades e pressões em fluidos, entre outros. Através da discretização apropriada da região de interesse em um número finito de elementos,

o método permite ao analista determinar as variáveis procuradas. Desta maneira, esta técnica reduz um sistema contínuo em um sistema discreto com finitos graus de liberdade.

“Na aplicação do método dos elementos finitos para a engenharia, a estrutura é subdividida em elementos interconectados em pontos nodais onde os deslocamentos são procurados. São utilizadas funções de interpolação para descrever a variação de deslocamentos dentro de cada elemento discretizado. As tensões e deformações de cada elemento podem ser relacionadas com os deslocamentos dos nós associados ao elemento através de equações de equilíbrio. Deste modo, conhecidos os deslocamentos, as forças e tensões na estrutura podem ser determinadas”(BATHE, 1982).

No caso da alvenaria, a simulação numérica pelo método dos elementos finitos depende de diferentes estratégias de modelagem, cuja escolha pode ser justificada pelo grau de precisão desejado pelo analista e, principalmente, pelos dados experimentais disponíveis, pela velocidade de resposta e nível de informação a serem obtidos a partir da análise.

Estas diferentes estratégias de modelagem numérica se devem ao fato da alvenaria ser um compósito formado por blocos (unidades) e argamassas que apresenta diferentes propriedades direcionais, devidas principalmente às juntas de argamassa que se constituem potenciais planos de falha, ao longo dos quais pode iniciar-se e propagar-se o processo de ruptura da parede. O comportamento global do *compósito alvenaria* é determinado pelas propriedades de seus componentes, pela resistência e orientação das interfaces bloco / argamassa. Segundo Lourenço et al. (2003), vários fatores podem influenciar essa resistência e tornar difícil a simulação numérica da alvenaria. Dentre esses fatores, destacam-se: a anisotropia e dimensão das unidades, a espessura e orientação das juntas de argamassa, a posição relativa das juntas de argamassa horizontal e vertical, as propriedades da interface bloco / argamassa e a mão de obra utilizada no processo de construção.

“Não obstante essas dificuldades, a análise numérica se constitui uma importante ferramenta no entendimento do comportamento das paredes de alvenaria. A modelagem deste material pode enfatizar uma representação detalhada de todos os seus componentes (unidades, juntas de argamassa e interface unidades / argamassa), à qual normalmente se chama de micromodelagem, ou adotar uma representação macro da parede de alvenaria (macromodelagem) na qual o material é considerado como um compósito, dotado de propriedades elásticas médias, obtidas mediante procedimento de homogeneização” (LOURENÇO, 1996).

Lourenço (1996) classifica a micromodelagem em dois tipos básicos: micromodelagem detalhada e micromodelagem simplificada. A micromodelagem detalhada consiste na

discretização isolada dos componentes constituintes da alvenaria – Figura 4.1(b). Neste caso, leva-se em consideração o módulo de deformação e o coeficiente de Poisson da unidade e da argamassa. Segundo Lourenço, a caracterização de cada um desses componentes deve levar em conta o estado de tensão e de deformação a que estejam submetidos na situação de trabalho. Na micromodelagem simplificada cada junta, que representa a junta de argamassa e duas interfaces unidade/argamassa, é associada a uma interface média enquanto que as unidades são expandidas de modo a manter a geometria inalterada – Figura 4.1(c). Na micromodelagem, as propriedades dos materiais bloco e argamassa, como módulo de deformação, coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades inelásticas, são definidas individualmente.

Finalmente, a macromodelagem não faz distinção entre os blocos e as juntas de argamassa, mas ao contrário, trata a alvenaria como um material homogêneo, isotrópico contínuo (Figura 4.1 (d)).

Nesse caso, “as propriedades físicas são referentes ao composto, e para obtê-las são necessários ensaios em amostras com proporções tais que confirmem maior homogeneidade ao material e estejam sujeitas a estados de tensão e deformação condizentes com a situação real de uso da estrutura. Os macromodelos são aplicáveis quando a estrutura é composta por painéis sólidos com dimensões suficientemente grandes de modo que as tensões através ou ao longo de um macro comprimento sejam essencialmente uniformes” (LOURENÇO, 1996).

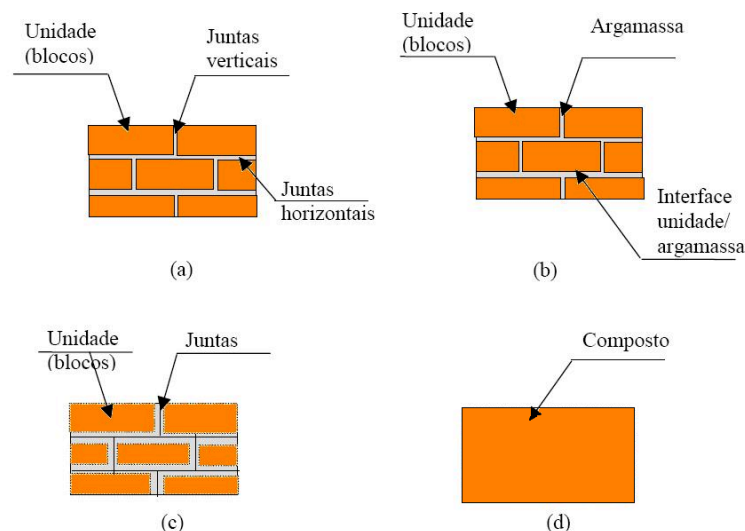


FIGURA 4.1 Estratégias típicas de modelagens numéricas para alvenaria: (a) trecho de uma estrutura em alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; (d) macromodelagem (LOURENÇO, 1996).

Não se pode afirmar que uma estratégia de modelagem é preferível dentre as apresentadas porque há distintos campos de aplicação para cada uma delas. Segundo Lourenço, a micromodelagem é bastante interessante sob o aspecto de uma investigação local do comportamento, além de poder ser aplicada em sistemas estruturais mais modernos.

“Os micromodelos são aplicáveis em detalhes ou elementos estruturais de pequena dimensão, em que a interação entre os blocos e as juntas condiciona fortemente a resposta. Na prática, em estruturas de dimensão apreciável, não é possível modelar cada bloco e cada junta separadamente” (LOURENÇO, 1998).

Entretanto, segundo diversos pesquisadores, tanto a macro quanto a micromodelagem de estruturas de alvenaria requerem a descrição experimental detalhada do material, considerando que as propriedades da alvenaria são influenciadas por uma série de fatores, conforme observações já apresentadas neste item. Verifica-se, também, que um estudo experimental detalhado permitiu maior interação entre o estudo numérico e o experimental, para a formulação de modelos teóricos que representem o comportamento real da estrutura avaliada.

Maiores detalhes a respeito da modelagem da alvenaria tais como propriedades necessárias das unidades e da argamassa e propriedades da interface unidade / argamassa, podem ser encontrados em Lourenço (1996).

Neste trabalho, optou-se pela utilização de macromodelagens contínuas isotrópicas, considerando as informações obtidas com os ensaios experimentais, da velocidade de resposta desejada e dos bons resultados obtidos através da calibração dos parâmetros através dessa estratégia. Além disso, segundo Lourenço et al. (2004), de uma maneira geral, em grandes estruturas de alvenaria o comportamento da interação entre as unidades e as juntas de argamassa não determina o comportamento global da estrutura. Em situações como esta, Lourenço et al. consideram que é preferível adotar modelos que possibilitem o estabelecimento de relação entre tensões e deformações médias na alvenaria, de forma a se obter informações globais sobre o mecanismo de sustentação de cargas da estrutura em análise com menor esforço computacional e humano.

“Por outro lado, devido à pouca disponibilidade de resultados experimentais e também devido à elevada complexidade na formulação do comportamento inelástico e anisotrópico da alvenaria (comportamento pré ou pós pico), a obtenção e implementação de macromodelos encerra importantes dificuldades” (LOURENÇO et al. 2004).

Quanto ao tipo de análise, as mini-paredes foram simuladas numericamente através de análises não lineares (não linearidade física) com cargas incrementais, cujos aspectos dessa análise e demais conceitos serão apresentados nos itens a seguir – serão apresentados apenas alguns conceitos sobre a análise não linear, não há a intenção de caracterizar detalhadamente tais fundamentos, considerando que o objetivo é esclarecer os fundamentos utilizados para realizar a modelagem da alvenaria neste trabalho.

4.2.2 ANÁLISE NÃO LINEAR (UMA BREVE ABORDAGEM)

O comportamento não linear é normalmente importante e variável de estrutura para estrutura. Uma forma simplificada de análise não linear é a análise limite que se preocupa unicamente com a determinação da carga de colapso. No entanto, segundo Lourenço (1999), a aplicação generalizada da análise limite possui dois obstáculos fundamentais: (a) formalmente, a sua aplicação só é válida para materiais perfeitamente plásticos (ver FIG. 4.2 (b)), o que não é o caso da maior parte dos materiais; (b) não fornece nenhuma indicação sobre o comportamento da estrutura em serviço. A solução para estas dificuldades, segundo Lourenço, passa por adicionar o comportamento não linear à teoria da elasticidade, introduzindo em todos os pontos o comportamento real do material. A análise não-linear completa, que inclui as etapas sucessivas, desde a ausência de carga, passando pelo comportamento em serviço e o comportamento não-linear, até ao colapso é a forma mais poderosa de cálculo estrutural.

Portanto, o comportamento não-linear da alvenaria foi adotado a fim de se obter uma análise mais realista, considerando que, no presente trabalho, o objetivo é analisar o comportamento das paredes de alvenaria perante o aparecimento de fissuras decorrentes de deformações nos elementos estruturais (conforme descrito no capítulo 1) o que envolve, inevitavelmente, deformações plásticas. Além disso, sabe-se que, na generalidade dos casos, o comportamento linear só é válido numa fase inicial do carregamento – ao longo dos chamados valores de serviço.

Sendo assim, vale salientar que à medida que as estruturas deformam e aproximam da ruptura, devem-se considerar dois aspectos. O primeiro é que devido às grandes deformações sofridas a geometria da estrutura altera-se, não sendo válidas as características geométricas inicialmente consideradas. O segundo aspecto relaciona-se com a não linearidade constitutiva

dos materiais, ou seja, para grandes cargas o deslocamento sofrido por um dado componente da estrutura deixa de ser proporcional à força que o provocou.

Dessa forma, a não linearidade pode ser física, quando o limite estático do material é ultrapassado, conduzindo a uma relação constitutiva não linear. A não linearidade pode ser geométrica, quando as relações entre as deformações e deslocamentos são não lineares, estabelecendo-se, nesse caso, o equilíbrio na configuração deformada da estrutura; ou pode ser de contato, quando alterações das condições de contorno, ou de aplicação de cargas, são suficientemente importantes para que as condições iniciais não possam ser mais utilizadas. Nesses casos, a matriz de rigidez não é constante e depende das cargas aplicadas, portanto, são necessárias técnicas de solução numérica não linear.

Quanto à alvenaria, esta apresenta sob carregamento um comportamento inicialmente elástico-linear, seguido por um comportamento não linear – a não linearidade ocorre devido à perda gradual de resistência do material quando carregado. Genericamente, pode-se dizer que tais materiais que apresentam comportamento plástico deformam com a aplicação de carga e, ao serem descarregados, apresentam deformações residuais (ver Figura 4.2(a)).

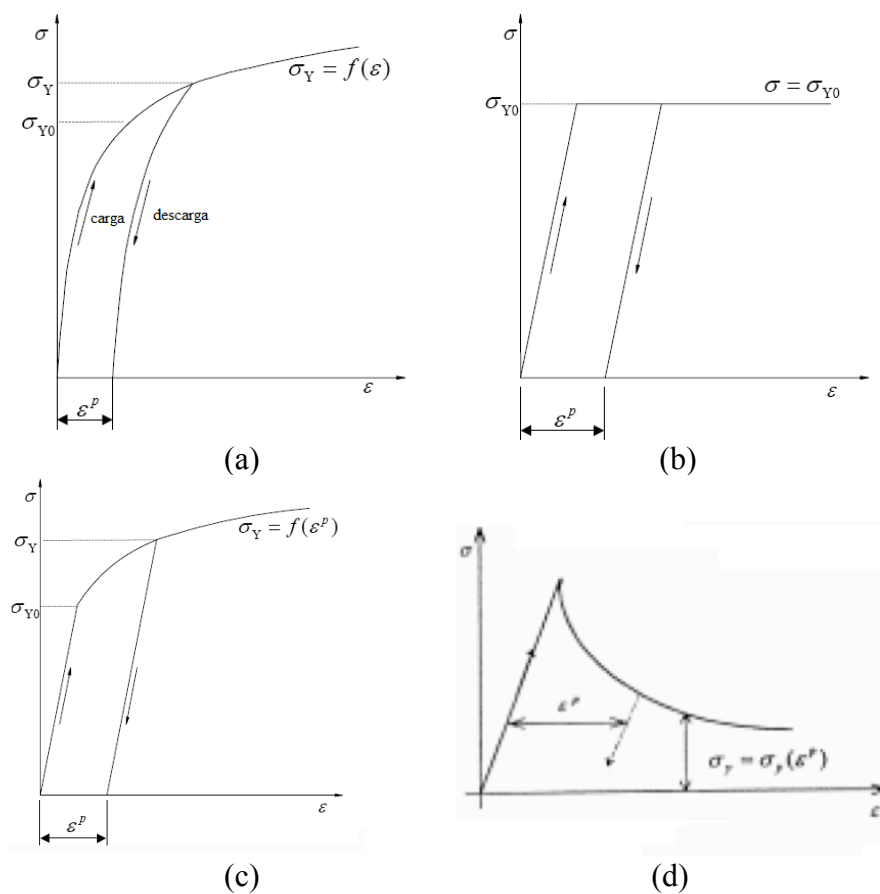


FIGURA 4.2 Comportamento uniaxial dos materiais: (a) comportamento típico de um material plástico submetido à tração uniaxial (carga / descarga); (b) material elastoplástico

perfeito; (c) material com deformação plástica e encruamento (endurecimento por deformação); (d) material com deformação plástica e amolecimento.

A figura 4.2(d) ilustra o comportamento de materiais semelhante ao dos *quasi* frágeis, como a alvenaria, para um ciclo de cargas e descargas. Inicialmente os materiais *quasi* frágeis exibem um comportamento aproximadamente linear até alcançar um certo nível de tensão, logo após, sofrem endurecimento (“*hardening*”) até um valor máximo de tensão e amolecimento (“*softening*”) progressivo.

Portanto, para a modelagem da alvenaria e dos demais materiais que apresentam tal comportamento plástico para certos níveis de carregamento, torna-se necessário recorrer à solução numérica destes problemas através da teoria da plasticidade que requer a discretização de expressões matemáticas e o cálculo de uma matriz de rigidez tangente consistente com esta discretização. Segundo Lourenço (1999), em geral não existem soluções analíticas para os problemas complexos estudados, existindo, eventualmente, soluções apenas para os casos mais simples.

“A solução para a validação dos cálculos não lineares passa pela comparação com resultados experimentais ou com resultados reais medidos na própria estrutura construída. A comparação entre os resultados calculados e observados é complexa (hipóteses simplificadas adotadas no cálculo, conhecimento de todos os dados experimentais que permitam caracterizar convenientemente as estruturas e os materiais, etc.), mas, presentemente, é a única forma de validar um cálculo numérico” (LOURENÇO, 1999).

Assim, ao recorrer às técnicas de solução numérica não linear através da teoria da plasticidade, um dos procedimentos iterativos mais utilizados para a solução destes sistemas de equações não lineares é a combinação da estimativa incremental com o método de Newton Raphson (Figura 4.3).

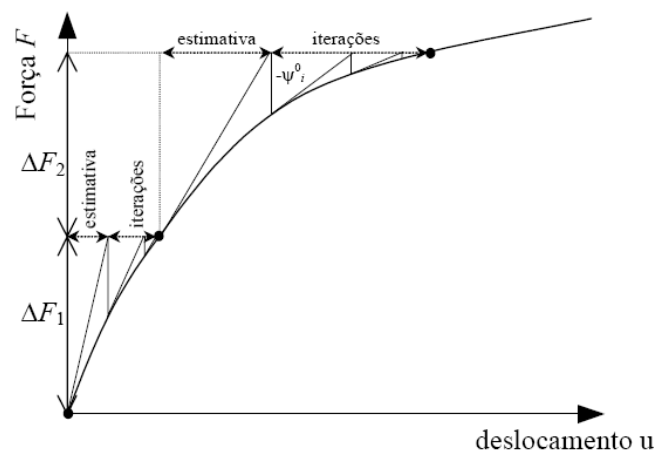


FIGURA 4.3 Combinação de estimativas incrementais com iterações de Netown Raphson (LOURENÇO, 1999).

No procedimento iterativo, os deslocamentos nodais são inicialmente calculados usando a matriz de rigidez tangente da estrutura indeformada. De posse de um conjunto inicial de deslocamentos, o estado da estrutura pode ser avaliado e a rigidez correspondente pode ser determinada. De acordo com a nova rigidez, as tensões nos elementos e as cargas nodais requeridas para manter o equilíbrio são calculadas.

Como a rigidez usada para calcular as tensões nos elementos é diferente da rigidez inicial usada para calcular os deslocamentos, o equilíbrio não será satisfeito e, portanto, existirão cargas residuais nos nós. Essas cargas são aplicadas como um novo conjunto de cargas nodais, com a correspondente troca nos deslocamentos usando a rigidez correspondente à nova posição deslocada da estrutura. Esse processo é repetido até que as cargas residuais no final de uma iteração estejam dentro de uma tolerância.

Em geral, a aplicação do método de Newton Raphson leva a uma convergência mais rápida que o processo da iteração direta, seja o que utiliza a matriz secante atualizada ou o que mantém a matriz constante (Método de Newton Raphson modificado). Neste trabalho, adotou-se o primeiro método, o qual utiliza a matriz secante atualizada considerando que a escolha da matriz a ser utilizada para estimativa de deslocamentos apenas influencia a velocidade de convergência.

Uma limitação dos processos iterativos é o fato deles não serem *globalmente* convergentes, isto é, convergentes para alguma solução do sistema de equações não-lineares a partir de praticamente qualquer solução inicial. Neste trabalho, para solucionar esta limitação, foi adotada a técnica do comprimento de arco (*arc-length control*). Esta técnica é útil nos casos em que a sucessão de configurações deformadas se apresenta com níveis de carga que não são monotonicamente crescentes (figura 4.4).

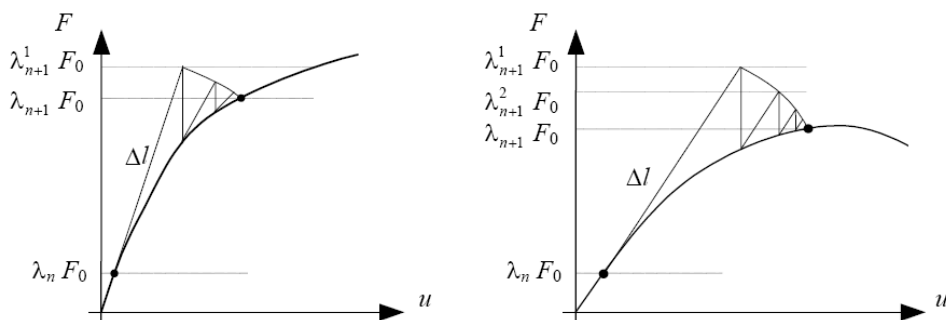


FIGURA 4.4 Representação do método do arco: solução (a) possível sem método do arco (o método iterativo representado é o Newton-Raphson) e (b) impossível sem método do arco (o método iterativo representado é o Newton-Raphson modificado) (LOURENÇO, 1999).

O método do comprimento de arco limita os deslocamentos incrementais para um dado valor prescrito. Isto é feito adaptando simultaneamente o tamanho do incremento, que é adaptado dentro do processo de iteração e não é fixado no momento do começo do incremento. Para isto, é definido o vetor de forças externas como $\Delta\lambda_i \overset{1}{f}$. O fator de carga $\Delta\lambda_i$ multiplica a carga unitária $\overset{1}{f}$ e pode ser modificado a cada iteração.

Uma exposição detalhada destes conceitos referentes à teoria da plasticidade pode ser encontrada na literatura especializada sobre o tema, por exemplo, MENDELSON (1978), CRISFIELD (1991) e TNO (1996).

Quanto à solução numérica para modelagem da alvenaria, recentes modelos foram desenvolvidos por Rots, 1993, Lourenço e Rots, 1993, Lourenço et al, 1994, que combinam as vantagens dos modernos conceitos da plasticidade (processos citados anteriormente e que foram utilizados nesta análise) com uma poderosa representação do comportamento mecânico da alvenaria, que inclui endurecimento⁶/amolecimento⁷ (*hardening/softening*) ao longo de cada eixo do material.

⁶ “Quando o nível de carregamento corresponde a um valor para a tensão superior à de escoamento, o incremento de deformação plástica é acompanhado de um incremento de tensão, e diz-se que houve um *encruamento* (*hardening*) do material” (JORGE, et al. 2005).

“Se o material não tiver comportamento perfeitamente plástico é possível definir dois tipos de endurecimento: endurecimento isotrópico e cinemático. No primeiro caso, o endurecimento em tração conduz a um aumento na resistência em compressão de igual valor enquanto que, no segundo caso, este endurecimento em tração conduz a uma diminuição na resistência em compressão de igual valor. Se o material tem comportamento elástico, perfeitamente plástico, admite-se que a resistência do material é igual em tração e compressão” (LOURENÇO, 1999).

⁷ “Sob tração uniaxial dos materiais *quasi* frágeis (exemplos: alvenaria, concreto) para um ciclo de cargas e descargas, verifica-se que o material exhibe um comportamento aproximadamente linear até um certo nível da tensão de ruptura. O material sofre ainda algum endurecimento rápido até se obter uma relação descendente entre tensão e deslocamento na fenda, esta relação descendente denomina-se *amolecimento* (*softening*)” (LOURENÇO, 1999).

Nas análises realizadas neste trabalho, o comportamento mecânico da alvenaria foi simulado através de um modelo de plasticidade disponível no DIANA que combina os critérios de Rankine, para ruptura à tração, e Von Mises para ruptura à compressão. Esta formulação do comportamento da alvenaria leva em consideração diferentes critérios inelásticos para a tração e compressão, conforme se discutirá a seguir.

4.2.3 ASPECTOS RELATIVOS À SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA

Neste item serão abordados apenas os critérios e modelos utilizados para a modelagem das paredes de alvenaria deste trabalho. Entre as estratégias de modelagem disponíveis, foi adotada a macromodelagem contínua isotrópica. A princípio, foram realizadas análises numéricas utilizando o modelo isotrópico e ortotrópico, porém, no modelo ortotrópico, os resultados apresentaram diferenças consideráveis em relação à análise experimental, provavelmente, devido aos parâmetros que foram adotados a partir da literatura em função da ausência de testes experimentais para defini-los de acordo com os materiais utilizados neste trabalho.

Portanto, apresentam-se a seguir os critérios e modelos disponíveis no programa DIANA relativos à modelagem contínua isotrópica da alvenaria.

MODELAGEM CONTÍNUA ISOTRÓPICA DA ALVENARIA (MACROMODELOS)

Na figura 4.5, encontram-se os diferentes modelos contemplados no DIANA para o comportamento pós-pico que modelam o esmagamento da alvenaria em compressão.

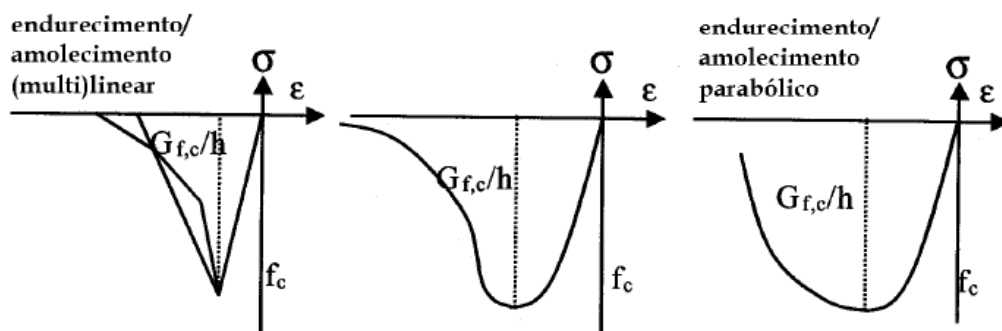


FIGURA 4.5 Diferentes possibilidades para a modelagem da alvenaria em compressão (DIANA, 2005).

Para a alvenaria em tração, os critérios disponíveis no DIANA encontram-se representados na figura 4.6.

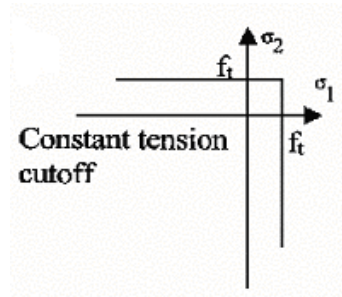


FIGURA 4.6 Diferentes possibilidades para a modelagem da alvenaria à tração – Constante e linear (DIANA, 2005).

“Do ponto de vista experimental, nenhum deles é perfeito para a modelagem da alvenaria (PAGE, 1981, 1983; LOURENÇO, 1996) e considerando que é extremamente difícil obter resultados experimentais na área de ensaios em estado biaxial de tração-compressão e levando-se em conta, ainda, que os resultados disponíveis na literatura apresentam elevada variabilidade, torna-se difícil a tarefa de eleger um modelo preferencial para a representação da alvenaria em tração” (PAGE, 1981, 1983).

No que respeita ao comportamento pós-pico, diferentes possibilidades acham-se disponíveis, como ilustra a figura 4.7.

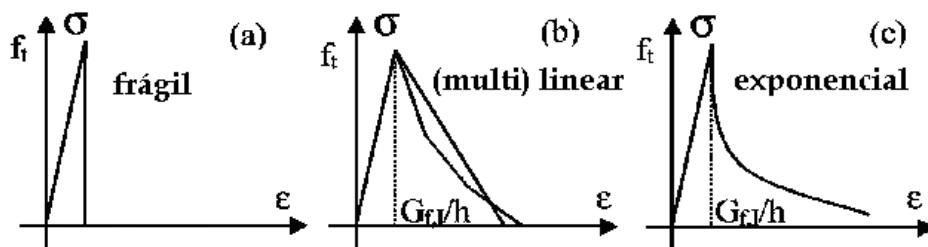


FIGURA 4.7 Alvenaria em tração – comportamento pós-pico (DIANA, 2005).

Extensivas pesquisas desenvolvidas na alvenaria em regime da tração (Van der Pluijm, 1999) mostram que o comportamento exponencial simula bem o comportamento real da alvenaria (figura 4.7(c)).

Nas análises realizadas ao longo do presente trabalho, conforme observações anteriores, o comportamento mecânico da alvenaria foi simulado através de um modelo de plasticidade contido no DIANA que combina os critérios de Rankine, para ruptura à tração, e Von Mises para ruptura à compressão, que resulta na seguinte função de falha (equação (4.1) e (4.2)):

$$f_R(\sigma, k_R) = \sigma_1 - f_t(k_R) \quad ; \quad \dot{\epsilon}_R = \dot{\epsilon}^p \quad \text{Equação (4.1)}$$

$$f_{VM}(\sigma, k_{VM}) = \sqrt{(\sigma_1)^2 - \sigma_1\sigma_2 + (\sigma_2)^2} - f_c(k_{VM}) \quad ; \quad \dot{\epsilon}_{VM} = \sqrt{\frac{2}{3}(\dot{\epsilon}_1^p)^2 + (\dot{\epsilon}_2^p)^2 + (\dot{\epsilon}_3^p)^2} \quad \text{Equação (4.2)}$$

Sendo:

- σ_1 e σ_2 são as tensões principais;
- k_i são as variáveis internas de estado ou de deformações plásticas equivalentes;
- $f_t(k_R)$ e $f_c(k_{VM})$ são as resistências à tração e compressão uniaxial, respectivamente;
- $\dot{\epsilon}_i^p$ são as deformações plásticas principais e o ponto sobre a variável indica a derivação com relação ao tempo.

A Figura 4.8 a seguir mostra a representação gráfica desta função de falha.

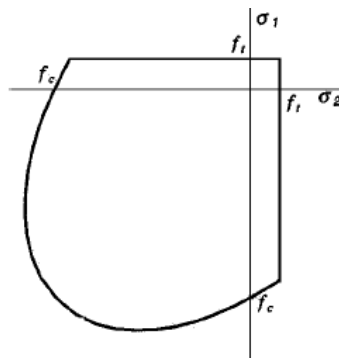


FIGURA 4.8 Modelo de comportamento da alvenaria: critério de falha combinado Von Mises – Rankine (LOURENÇO, 1996).

Esta combinação de superfícies de plastificação é especialmente aplicável em situações de estado plano de tensões e foi considerada nas análises realizadas ao longo do presente

trabalho tendo em vista sua aplicabilidade e disponibilidade nas versões do DIANA utilizadas (9.1 e 9.2).

Para aplicação prática do modelo vários parâmetros relativos aos materiais são necessários que se encontram descritos a seguir:

- propriedades elásticas: módulo de elasticidade longitudinal (E), módulo de elasticidade transversal (G) e coeficiente de Poisson (ν);
- alvenaria em compressão: resistência à compressão (f_c) e energia de fratura (Gf_c);
- alvenaria em tração: resistência à tração (f_t) e energia de fratura (Gf_t).

As energias de fraturas⁸ à tração e à compressão são dadas pelas áreas correspondentes aos diagramas tensão-deformação uniaxial à tração e à compressão, mostrados de maneira esquemática na figura 4.9 a seguir.

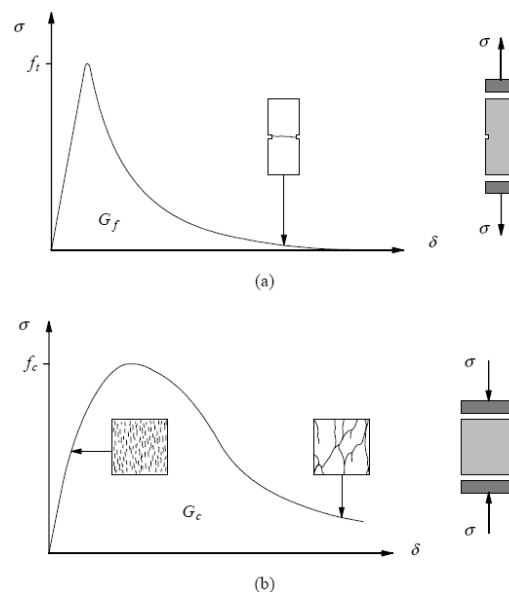


FIGURA 4.9 Comportamento típico de materiais *quasi* frágeis sobre carregamento uniaxial e definição da energia de fratura: (a) carregamento de tração (f_t indica a resistência à tração); (b) carregamento compressivo (f_c indica a resistência à compressão) (LOURENÇO, 1996a).

⁸ “Energia de fratura é a energia necessária para produzir uma fenda de área unitária – esta representa a área do diagrama tensão / deformação” (RESENDE, A.F. & CERQUEIRA, L.M. 2005).

No caso da alvenaria, segundo as recomendações de Lourenço et al. (2004), os valores para a energia de fratura à compressão são os propostos para o concreto em *Model Code 90* (CEB-FIP, 1993).

Quanto à energia de fratura à tração, o *Model Code 90* (CEB-FIP, 1993) recomenda para o concreto o valor de $G_f = 0.025(f_c / 10)^{0.7}$. Segundo Lourenço et al. (2004), assumindo que a relação entre a resistência à tração e à compressão é igual a 5%, obtém-se a seguinte expressão para a energia de fratura à tração $G_f = 0.025(2f_t)^{0.7}$, assim como, para uma resistência à tração média de 3.5 N/mm², Lourenço, recomenda que G_f seja igual a 0.0976 N/mm.

Estas recomendações, além das demais apresentadas, foram utilizadas no presente trabalho para simular o comportamento mecânico da alvenaria estudada.

Portanto, resumidamente, neste estudo, o comportamento mecânico da alvenaria foi simulado através do modelo de plasticidade disponível no DIANA que combina os critérios de Rankine, para ruptura à tração, e Von Mises para ruptura à compressão. Para a solução dos sistemas de equações não lineares adotou-se a combinação da estimativa incremental com o método de Newton Raphson e, para auxílio na convergência do processo incremental iterativo, o método de controle de carregamento foi utilizado em conjunto com a técnica do comprimento de arco (*arc-length control*). Quanto às estratégias de modelagem, adotou-se a macromodelagem contínua isotrópica. Adicionalmente, foi focalizada a atenção na curva *carga x deslocamento do nó no meio do vão*, assim como, na distribuição das tensões e no modo de ruptura a fim de comparar os resultados com os obtidos na análise experimental.

Sendo assim, apresentam-se nos itens subseqüentes os modelos analisados, os elementos finitos utilizados na simulação numérica, as propriedades dos materiais, além dos procedimentos realizados e resultados obtidos.

4.3 MODELOS ANALISADOS

No sentido de calibrar os modelos ensaiados para que fosse possível avaliar paredes em escala real e os respectivos resultados sob o ponto de vista de deformações e de pontos singulares (conforme será apresentado no estudo paramétrico – capítulo 5), foram analisados numericamente os modelos de mini-paredes com quatro metros de comprimento, pois, estes

apresentaram comportamento mais próximo do objetivo proposto para a pesquisa – cujos resultados experimentais foram apresentados no capítulo 3.

As mini paredes foram modeladas conforme os modelos ensaiados experimentalmente – mini paredes sem reforço e reforçadas com armadura de junta submersa na argamassa de assentamento dos blocos (conforme ilustra a figura 4.11). Os modelos definidos como Série 1, 2 e 3, na análise numérica, correspondem a Modelo 1 (MOD1), Modelo 2 (MOD2) e Modelo 3 (MOD3), respectivamente. As dimensões das mini paredes de cada modelo foram iguais às adotadas nos testes experimentais (400 cm x 120 cm).

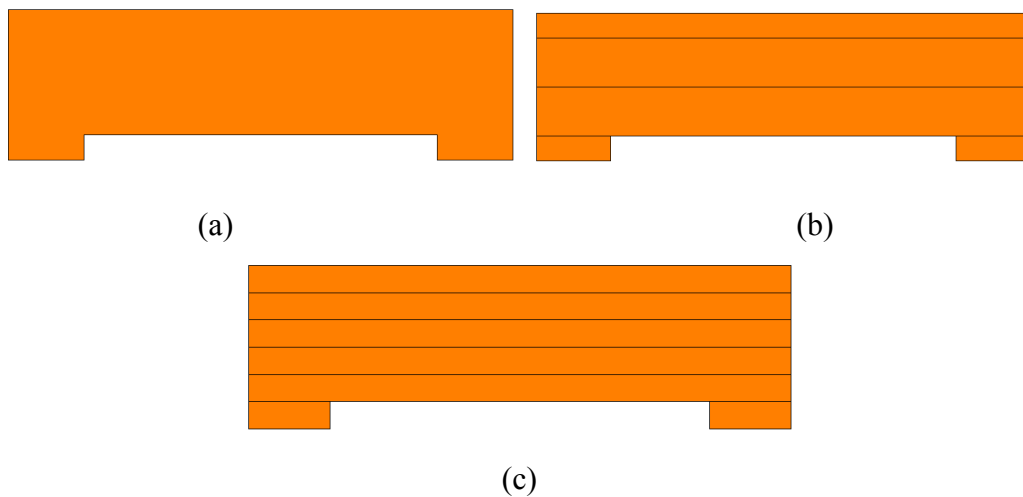


FIGURA 4.10 Modelos analisados numericamente: (a) Modelo 1 (MOD1 – mini parede sem armadura); (b) Modelo 2 (MOD2 – mini parede com armadura a cada duas juntas horizontais); (c) Modelo 3 (MOD3 – mini parede com armadura em todas as juntas horizontais).

4.3.1 MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA

Conforme observações anteriores, as análises foram implementadas utilizando-se o programa DIANA 9.1. Foi considerada uma modelagem plana com macromodelos em regime não linear e isotrópico. O carregamento foi aplicado através de sucessivas cargas verticais incrementadas até a ruptura, ou seja, a aplicação da carga foi implementada pelo método de controle de força (como no estudo experimental) – neste método, o processo de iteração é repetido até que o equilíbrio seja alcançado dentro de um limite aceitável (definido como critério de convergência). Para a solução dos sistemas de equações não lineares adotou-se a combinação da estimativa incremental com o método de Newton Raphson e a técnica do comprimento de arco (*arc-length control*).

Para modelagem das mini-paredes testadas experimentalmente foram utilizados elementos contínuos para estado plano de tensão. Na discretização da alvenaria foram utilizados elementos quadriláteros isoparamétricos planos de 8 (oito) nós, denominados CQ16M, que são baseados em interpolação quadrática e integração de Gauss 3x3 (QU8). As características deste elemento, tais como a forma e o carregamento, encontram-se ilustradas na figura 4.10.

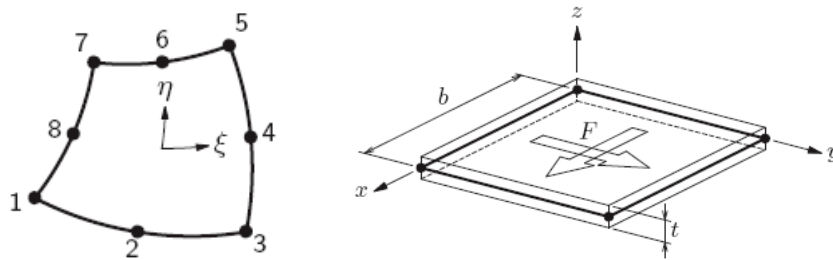


FIGURA 4.10 Elemento finito utilizado na análise numérica: (a) elemento finito quadrilátero isoparamétrico plano com oito nós para estado plano de tensões com integração de Gauss (CQ16M); (b) características do elemento plano (DIANA, 2005).

O polinômio para descrição dos deslocamentos u_x e u_y pode ser expresso através da equação (4.3):

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \quad \text{Equação (4.3)}$$

Esse polinômio produz deformações ε_{xx} e ε_{yy} que variam linearmente na direção x e com variação quadrática na direção y e, para cisalhamento, esse elemento produz distorções γ_{xy} com variações quadráticas em ambas as direções.

Para discretização da armadura de junta foram utilizados elementos de barras lineares que possuem dois nós com dois graus de liberdade por nó, referentes às translações na direção X e Y (“*bar reinforcement – straight line*”). O programa DIANA permite que as barras de reforço sejam imersas nos elementos estruturais principais (denominados “*mother elements*”), neste caso, nos elementos utilizados na modelagem da alvenaria (QU8 CQ16M). Desta forma, as deformações das barras de reforço são computadas a partir dos deslocamentos que ocorrem nos elementos principais. Isto implica uma perfeita aderência entre o reforço e o material à sua volta.

Informações detalhadas sobre estes elementos podem ser encontradas no manual do usuário e na biblioteca do programa DIANA.

A figura 4.11 ilustra as malhas típicas utilizadas nesta simulação numérica. Os elementos cinzas indicam os blocos preenchidos com graute – os elementos do topo indicam os blocos onde foi aplicado o carregamento, os demais, indicam os blocos de apoio. As linhas vermelhas indicam os elementos de barra (“*bar reinforcement*”) utilizados na discretização das armaduras de junta.

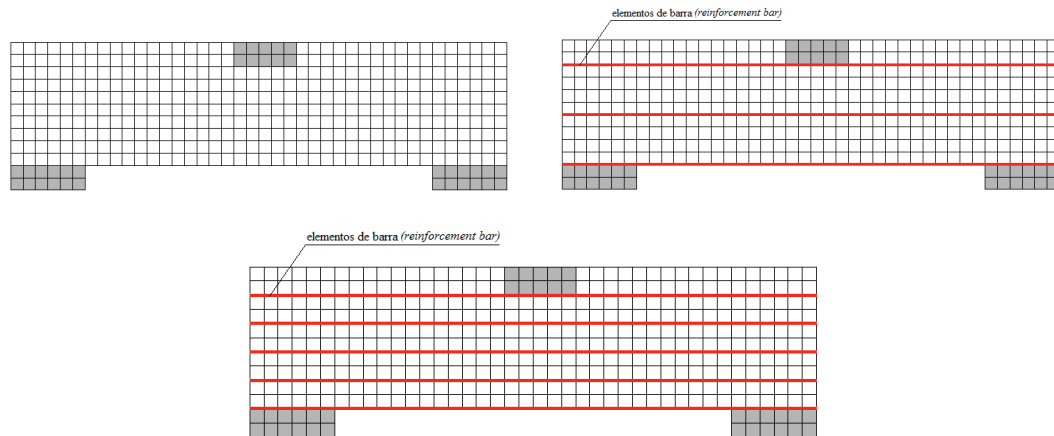


FIGURA 4.11 Malhas de elementos finitos adotadas para discretização dos modelos analisados: (a) Modelo 1 – sem reforço; (b) Modelo 2 – com armadura a cada duas juntas horizontais; (c) Modelo 3 – com armadura em todas as juntas horizontais.

A figura 4.12 ilustra as condições de contorno e o carregamento aplicado através do controle de carga.

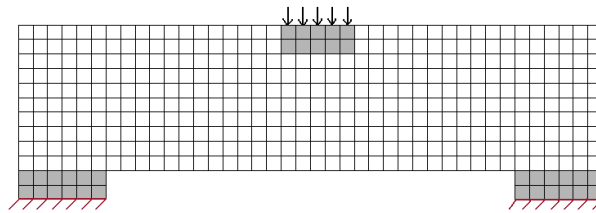


FIGURA 4.12 Carregamento e condições de contorno utilizadas nos modelos simulados numericamente.

4.3.2 MODELO CONSTITUTIVO

Neste trabalho, utilizou-se como base para calibração dos parâmetros a curva experimental *carga x deslocamento no meio do vão* da Série 2 – modelo que melhor reproduziu o comportamento experimental em sua totalidade. Apesar de algumas interferências nos resultados experimentais em função da quantidade de variáveis e por ser a alvenaria um

composto formado por constituintes que apresentam uma estrutura física individual bastante heterogênea, como já relatado anteriormente, obteve-se uma faixa de parâmetros adequados que melhor se ajustaram à curva disponível.

As propriedades utilizadas nas análises numéricas foram obtidas através dos ensaios experimentais de caracterização dos materiais, de informações disponíveis na literatura considerando que alguns ensaios não foram suficientes para a caracterização da alvenaria no regime plástico, necessário na análise não linear. Além disso, algumas propriedades elásticas foram ajustadas para reproduzir a rigidez das mini-paredes observadas nos experimentos. Estas propriedades, assim como os valores de cada uma, encontram-se na tabela 4.1.

Para descrever os regimes de tração e compressão dos materiais (alvenaria e graute), conforme observações anteriores, adotou-se a combinação dos critérios de Rankine e Von Mises, respectivamente. Inicialmente, para a resistência à tração (f_t), o valor assumido foi de $0,10f_{cm}$ e para a energia de fratura à tração (G_{ft}) os valores descritos na tabela 4.1 que seguiram as recomendações de Lourenço (1996). Entretanto, para reproduzir a rigidez das mini-paredes observadas nos experimentos, a resistência à tração, à compressão e o módulo de deformação da alvenaria foram ajustados a partir dos resultados experimentais, seguindo como base para a calibração a curva experimental *carga x deslocamento no meio do vão* da Série 2.

Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais utilizadas na análise numérica.

Propriedades elásticas	
Alvenaria	Blocos preenchidos com graute
E = 1,5 GPa	E = 20,5 GPa
$\nu = 0,2$	$\nu = 0,2$
Propriedades inelásticas	
Alvenaria	Blocos preenchidos com graute
$f_{t,alvenaria} = 0,1$ MPa	$^1 f_{t,graute} = 1,3$ MPa
$^3 G_{ft} = 0,01$ N.mm/mm ²	$G_{ft} = 0,04$ N.mm/mm ²
$f_{c,alvenaria} = 0,33$ MPa	$^2 f_{c,graute} = 13$ MPa
$^3 G_c = 0,50$ N.mm/mm ²	$^3 G_c = 20$ N.mm/mm ²

¹ A resistência à tração (f_t) dos blocos preenchidos com graute corresponde à 10% da resistência à compressão.

² A resistência à compressão ($f_{c,graute}$) dos blocos preenchidos com graute foi definida da seguinte maneira:

$$f_{c,graute} = \left(\frac{f_{graute} + f_{bloco}}{2} \right) \times 0.5,$$

sendo $f_{graute} = 48$ MPa (resistência à compressão do graute obtida experimentalmente), $f_{bloco} = 4$ MPa (resistência à compressão do bloco – valor definido de acordo com as publicações científicas) e 0.5 corresponde ao fator de eficiência (recomendações de Lourenço).

³ Valores definidos de acordo com as recomendações de Lourenço, 1996.

4.3.3 RESULTADOS DO ESTUDO NUMÉRICO

4.3.3.1 MODELO 1 (MINI PAREDE SEM ARMADURA)

O modelo 1 corresponde à simulação numérica do grupo de mini-paredes da Série 1 – grupo de mini-paredes sem reforço testadas experimentalmente. Assim como na análise experimental, foram observados os resultados durante a ocorrência da primeira fissura, neste caso, no que se refere ao valor da carga total aplicada e a respectiva flecha no meio do vão, à distribuição de tensões e deformações, além disso, o comportamento da mini-parede durante a aplicação da carga vertical através da curva *carga x deslocamento do nó central*.

Na figura 4.13, apresentam-se os resultados obtidos nesta simulação no momento da primeira fissura, que correspondem à distribuição das tensões principais, os deslocamentos incrementais, totais, assim como, deformações principais (cujas unidades dos diagramas de tensão e deformação estão em Newton e milímetro).

Através da simulação numérica verificou-se que, no Modelo 1, a primeira fissura ocorreu no meio do vão para uma carga de aproximadamente 9,17 kN e flecha no nó central igual a aproximadamente 0,20 mm. Pode-se notar que no centro inferior do modelo as tensões principais máximas de tração atingem valores (0,112 MPa) próximos da resistência à tração do modelo (0,1 MPa), provocando a fissuração no meio do vão (conforme ilustra a figura 4.13(b) e 4.13(h)). As deformações principais máximas (alongamento) e mínimas (encurtamentos), nesta região, apresentam os seguintes valores 0,586E-4 e -0,365E-4, respectivamente.

Verificou-se, também, pela deformada e pela distribuição de tensões principais, o início da plastificação nas proximidades dos blocos de apoio e a formação do efeito arco (figura 4.13(c)) – conforme se observou nos testes experimentais das mini-paredes através do processo de evolução da fissuração (apresentado no capítulo 3).

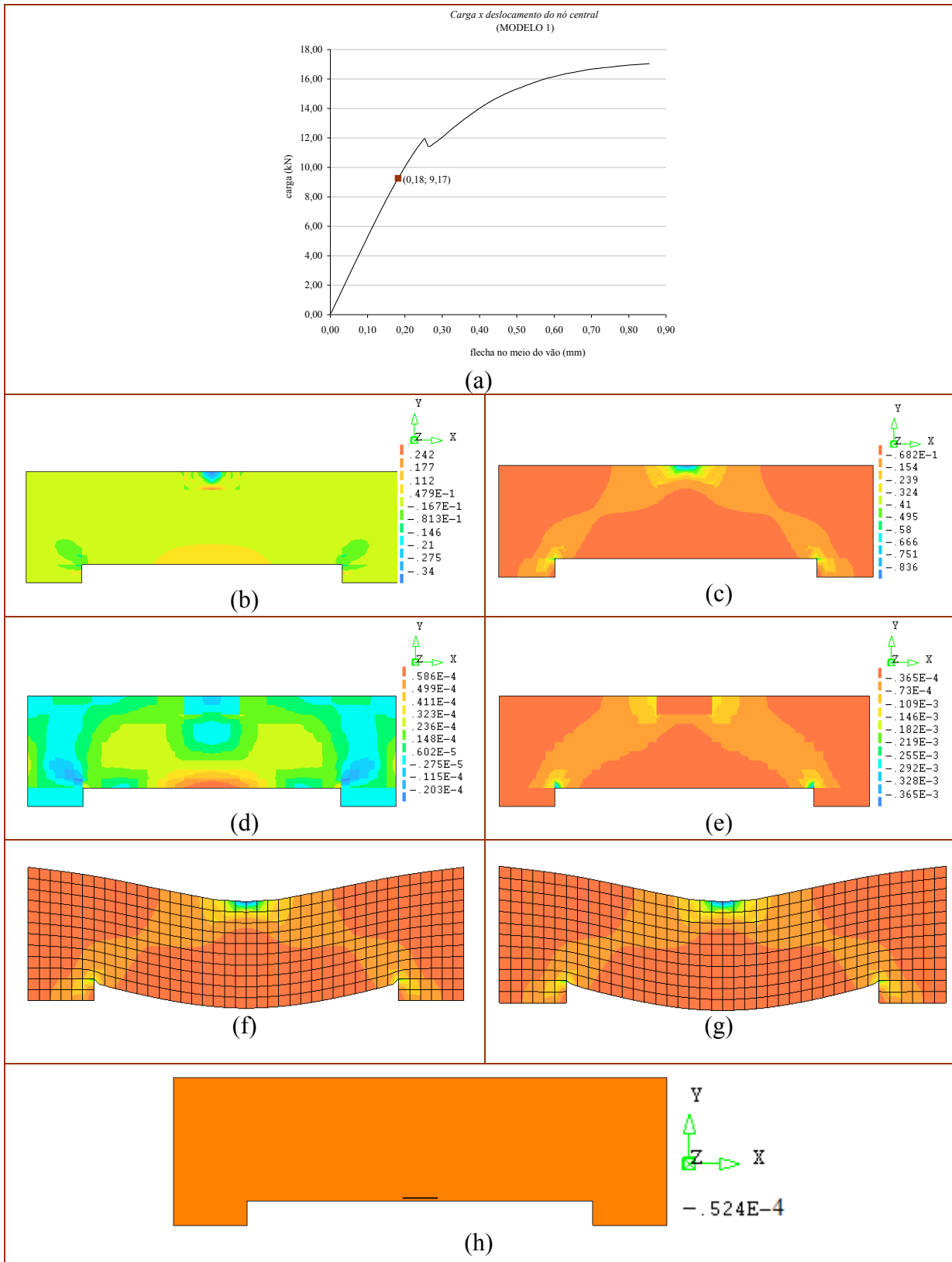


FIGURA 4.13 Resultados da análise numérica do Modelo 1 para carga de 9,17 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valor da deformação principal máxima na primeira fissura (Unidades em Newton e milímetro).

Apesar da ocorrência da primeira fissura para a carga de 9,12 kN, o modelo apresenta comportamento elástico linear como ilustra a curva *carga x deslocamento do nó central* (figura 4.13(a)). Tal fato pode ser justificado por se tratar de uma microfissura que ainda não é visível (como se verifica pela deformada apresentada na figura 4.13(f)), entretanto, pode se propagar – como se observou para a carga de 12,0 kN (cujos resultados serão apresentados a seguir).

Além disso, segundo os resultados apresentados na figura 4.13(g) a deformação principal máxima onde surge a primeira fissura é $0,524E-4$. De acordo com as especificações das Normas ASTM, uma fissura torna-se visível para larguras em torno de 0,40 mm (o que corresponde a uma deformação de aproximadamente $1,33E-3$ para blocos cerâmicos com comprimento de 300 mm – como os utilizados neste trabalho). Portanto, conforme as especificações da referida Norma, os resultados apresentados e as observações anteriores, esta primeira fissura não é visível considerando que apresenta largura inferior à 0,40 mm.

Desta forma, através da figura 4.13(a), verifica-se que o comportamento do modelo é elástico linear até o nível de carga de 12,0 kN. Ao analisar a deformada do modelo (deslocamento incremental neste nível de carga) e os demais resultados, percebeu-se maior quantidade de fissuras e com larguras superiores às apresentadas no carregamento anterior, além da plastificação próxima aos apoios, que provocaram a perda de rigidez e aumento dos deslocamentos a meio vão.

Na figura 4.14, apresentam-se os resultados obtidos para a ação desta carga de 12,0 kN e deslocamento numérico do nó central de 0,25 mm, cujas tensões principais máximas de tração no meio do vão do modelo atingem valores em torno de 0.142 MPa (valor superior à resistência à tração da alvenaria neste modelo) e as tensões principais mínimas, nesta mesma região, apresentam valor máximo de $-0,526E-1$ (compressão) – figura 4.14(b) e 4.14(c). As deformações principais máximas e mínimas no meio do vão assumem valores de $0,351E-3$ (alongamento) e $-0,628E-4$ (encurtamento), respectivamente.

Pode-se notar, também, a plastificação em torno dos pontos de aplicação da carga e dos apoios. Verifica-se um estado biaxial de tensões nos elementos que representam os blocos preenchidos com graute na parte superior do modelo e tensões principais mínimas (compressão), que se estendem do centro superior para os apoios, de forma decrescente (figura 4.14(c)).

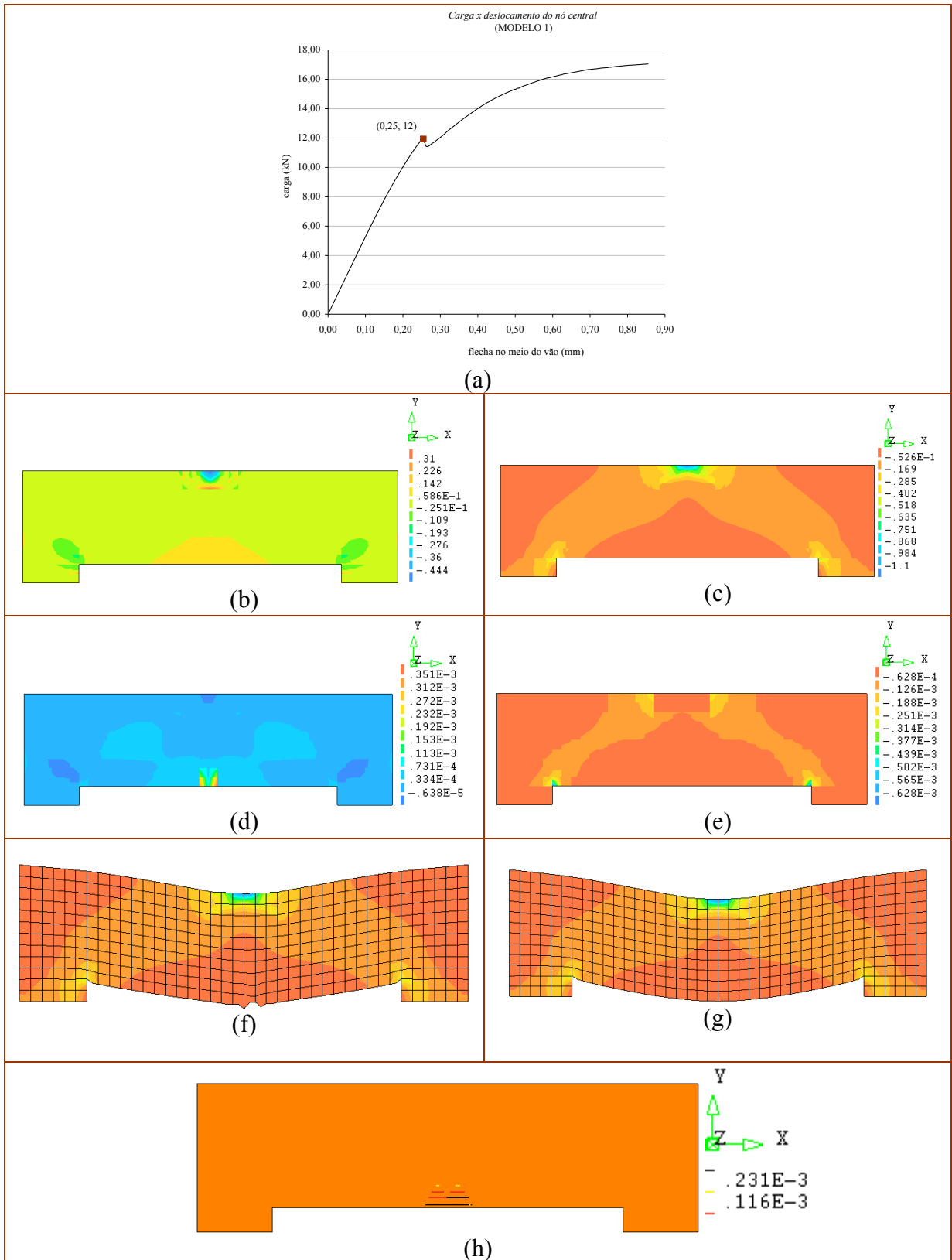


FIGURA 4.14 Resultados da análise numérica do Modelo 1 para carga de 12,0 kN: (a) curva carga x deslocamento do nó central (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

Finalmente, apresentam-se, na figura 4.15, os resultados obtidos para a ação da carga de 17,0 kN e deslocamento numérico no nó central de aproximadamente 0,9 mm, correspondente à ruptura do modelo na simulação numérica em função da propagação das fissuras e do rebaixamento dos blocos centrais na parte superior (como nos testes experimentais, não houve a ruptura dos blocos preenchidos com graute, mas, o rebaixamento como ilustram as fotos apresentadas no capítulo 3).

Verifica-se maior concentração de tensões principais mínimas de compressão no centro superior do modelo que se propagam, de forma decrescente, na direção dos apoios (efeito arco) – conforme se observou nos níveis de carga apresentados anteriormente. Estas tensões principais mínimas de compressão assumem valores entre 1,45 MPa a 0,037 MPa – na região delimitada pelo efeito arco, apresentam valores superiores à resistência à compressão da alvenaria (0,33 MPa), porém, inferior à resistência à compressão dos blocos preenchidos com graute – conforme ilustra a figura 4.15(c) e propriedades dos materiais apresentadas na tabela 4.1.

Portanto, observa-se, no gráfico 4.15(a), uma primeira zona linear que acaba próxima dos 12 kN, causada pela abertura de fissuras na região central do modelo. Em seguida, em função da propagação de tensões de compressão na direção dos apoios (efeito arco), observa-se a abertura de fissuras de corte, que associadas às fissuras pré-existentes provoca redução na rigidez do modelo e conseqüente ruptura.

As deformações principais máximas e mínimas, no meio do vão do modelo, apresentam valores em torno de $0,791E-2$ e $-0,244E-3$, respectivamente; enquanto nos cantos próximos aos apoios e em torno dos elementos que correspondem aos blocos no centro superior do modelo, as deformações principais mínimas atingem o valor de $-0,152E-2$, (figura 4.15(d) e 4.15(e)).

As deformadas mostram o rebaixamento dos elementos no centro do modelo (pontos de aplicação da carga), resultados, também, verificados nos testes experimentais, porém, para um nível de carga superior ao definido numericamente (a ruptura no modelo experimental ocorreu para uma carga média de 20 kN). Além disso, verifica-se o esmagamento dos blocos próximos aos apoios e o surgimento de fissuras nesta região – resultado observado nos ensaios de algumas mini-paredes da Série 1.

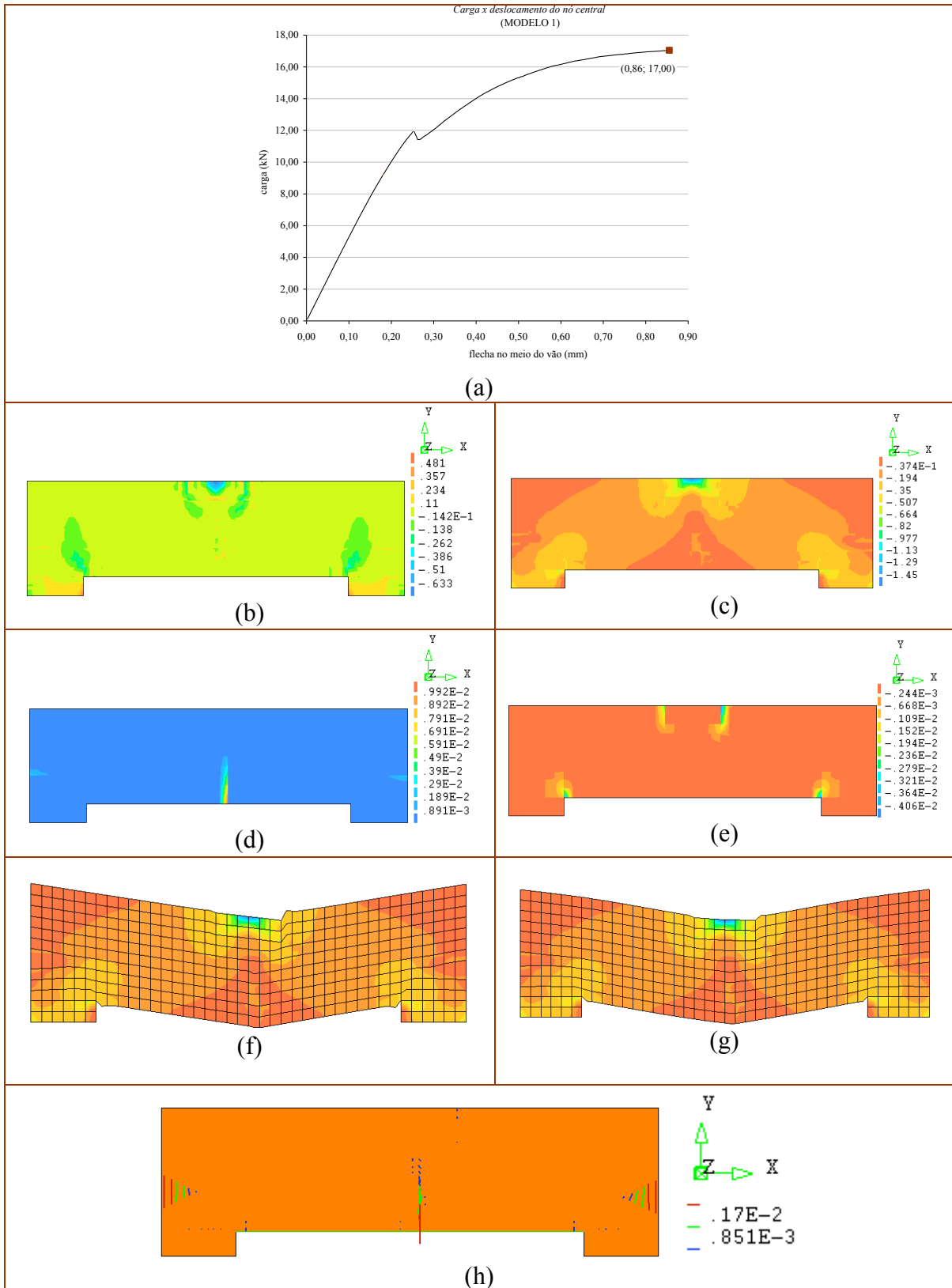


FIGURA 4.15 Resultados da análise numérica do Modelo 1 para carga de 17,0 kN: (a) curva carga x deslocamento do nó central (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DO ESTUDO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL

Verificou-se, no modelo 1, que a primeira fissura ocorreu para uma carga de aproximadamente 9,2 kN. Enquanto, no estudo experimental, a primeira fissura externamente visível ocorreu para uma carga média de 15,0 kN. Entretanto, conforme observações apresentadas no item 3.7.2 do capítulo 3, verificou-se nos resultados experimentais através do gráfico 3.15 (*carga x flecha central*), que as diferenças entre os modelos tornaram-se significativas a partir da carga de aproximadamente 10 kN. Tal comportamento pode ser justificado a partir deste resultado numérico, o qual comprova as observações apresentadas no capítulo 3 sobre a coerência entre as curvas de cada modelo até este nível de carga (10 kN). Com o resultado numérico, verifica-se que o modelo começou a apresentar fissuras a partir da carga de 9,2 kN o que caracteriza um estado de instabilidade interna dos materiais e que estas não eram visíveis externamente.

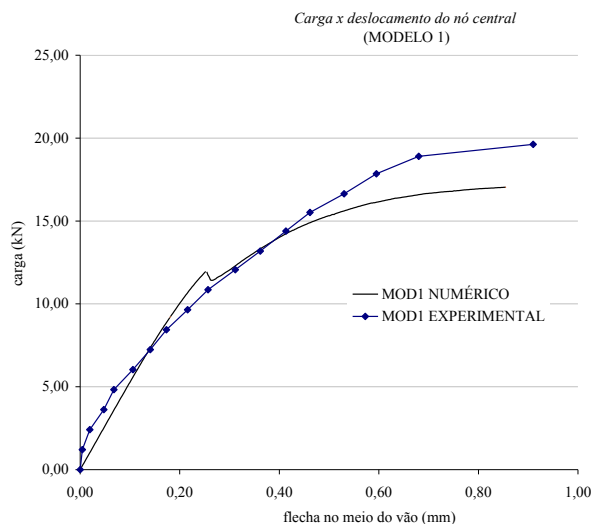


GRÁFICO 4.1 Curva carga x flecha no meio do vão do modelo sem armadura (MOD1) – resultados numéricos e média dos resultados experimentais.

As demais diferenças verificadas no gráfico 4.1, entre os resultados experimentais e numéricos (intervalo / distância entre as curvas), podem ser justificadas, conforme observações apresentadas no início deste capítulo, pelo fato destes modelos constitutivos e das estratégias não incorporarem todos os mecanismos comportamentais presentes em cada situação, tais como, a qualidade da mão-de-obra, a espessura das juntas, entre outros mecanismos que interagem entre si e que apresentaram variações significativas no estudo experimental deste trabalho. Estes modelos e estratégias de modelagem tratam-se de uma

aproximação simplificada da realidade, porém, são extremamente importantes porque auxiliaram na complementação das análises experimentais e na validação dos resultados.

4.3.3.2 MODELO 2 (MINI PAREDE COM ARMADURA A CADA DUAS JUNTAS HORIZONTAIS)

O modelo 2 corresponde à simulação numérica do grupo de mini-paredes da Série 2 – grupo de mini-paredes testadas experimentalmente com armadura submersa na argamassa a cada duas juntas horizontais. Quanto às propriedades deste modelo, foram adotadas as mesmas apresentadas na tabela 4.1, considerando que em todos os modelos ensaiados foram utilizados os mesmos materiais, entretanto, neste modelo, houve a inserção das armaduras de juntas na argamassa de assentamento. Para a discretização da armadura através do elemento de barra adotado na simulação numérica (conforme observações anteriores), as propriedades necessárias eram o módulo de elasticidade, a tensão de escoamento e a área da seção transversal das barras longitudinais ($2\phi 4.0$ mm), cujos valores encontram-se na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Propriedades da armadura de junta utilizadas na análise numérica.

Armadura de junta	
E (MPa)	210.000
σ_y (MPa)	435
$A_{aço}$ (mm ²)	25

Assim como na análise experimental e no modelo 1 (anteriormente apresentado), foram observados os resultados durante a ocorrência da primeira fissura, neste caso, no que se refere à distribuição de tensões e deformações. Além disso, o comportamento do modelo a partir da curva *carga x deslocamento do nó central*. Apresentam-se os resultados obtidos em diferentes níveis de carga: quando ocorre a primeira fissura, no nível de carga a partir da qual há mudança na curva *carga x deslocamento central* e nível de carga correspondente à ruptura do modelo.

Na figura 4.16, apresentam-se os resultados obtidos para a carga de 10,6 kN e deslocamento do nó central de 0,20 mm, correspondente à carga e à flecha no momento da primeira fissura.

Neste nível de carga, as tensões principais máximas variam entre -0,394 MPa (compressão) e 0,249 MPa (tração).

A tensão principal máxima no meio do vão do modelo atinge o valor de 0,106 MPa (tensão de tração superior à resistência à tração do modelo) o que leva ao surgimento da primeira fissura no meio do vão (figura 4.16 (b)). Cujas larguras são inferiores à largura da primeira fissura observada no modelo 1, conforme valor da deformação apresentado na figura 4.16(g). As deformações principais máximas e mínimas, nesta região, atingem valores em torno de $0.619E-4$ e $-0.321E-4$, respectivamente.

Verifica-se, também, a formação do efeito arco – as tensões principais mínimas (compressão) atingem valores máximos no centro superior do modelo que se propagam em direção aos apoios de forma decrescente (figura 4.16(c)).

Através da deformada e dos demais resultados ilustrados na figura 4.16, verifica-se o início do rebaixamento dos elementos correspondentes aos pontos de aplicação da carga e o início da plastificação nos cantos superiores próximos aos apoios, em função da concentração de tensões nesta região.

Entretanto, de acordo com a figura 4.16(a), verifica-se que o comportamento do modelo após o surgimento desta primeira fissura é elástico-linear. A mudança ocorre para a ação da carga de 16,5 kN e deslocamento do nó central igual a 0,35 mm, o que indica o surgimento de uma maior quantidade de fissuras e com larguras capazes de provocarem perda de rigidez e aumento dos deslocamentos a meio vão. Os resultados obtidos para este nível de carga encontram-se ilustrados na figura 4.17.

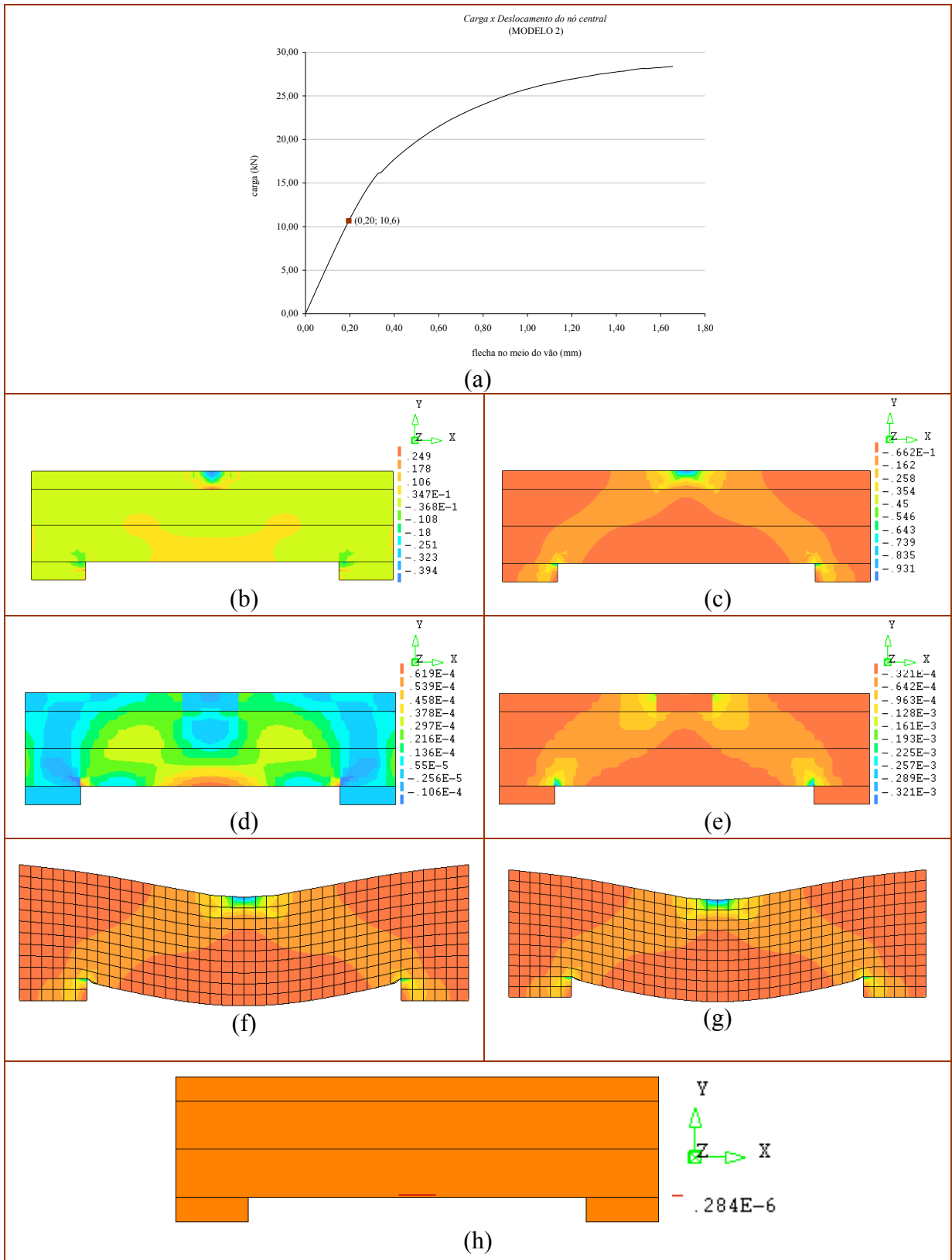


FIGURA 4.16 Resultados da análise numérica do Modelo 2 para carga de 10,6 kN: (a) curva carga x deslocamento do nó central (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valor da deformação principal máxima na primeira fissura (Unidades em Newton e milímetro).

Apesar da primeira fissura ocorrer para a carga de 10,6 kN, conforme resultados apresentados na figura 4.16, verifica-se mudança no comportamento do modelo a partir da análise da *curva carga x deslocamento do nó central*, quando a carga atinge o nível de 16,5 kN. Para esta ação de carga verificam-se deslocamentos constantes durante um pequeno intervalo, em seguida, ocorre o aumento dos deslocamentos a meio vão.

As tensões principais máximas atingem valores em torno de 0.396 MPa e -0.610 MPa. Em quase todo o modelo as tensões principais máximas são de compressão, exceto no meio do vão, onde as tensões atingem valor em torno de 0,171 MPa (tensão de tração superior à resistência à tração do modelo) e, nos elementos no centro superior do modelo, onde se verifica um estado biaxial de tensões (figura 4.17(b)). Em uma pequena região próxima dos apoios, verificam-se, também, tensões principais máximas de tração, provavelmente, em função da propagação de tensões principais de compressão do centro em direção aos apoios, de forma decrescente, conforme ilustra a figura 4.17(c). Tal fato, que se refere à formação do efeito arco, e verificado nos testes experimentais, provocou o rebaixamento dos blocos centrais e a abertura de fissuras acima dos apoios.

Neste nível de carga, conforme ilustra a figura 4.17, os resultados mostram a plastificação nos cantos próximos aos apoios e em torno dos elementos que representam os blocos preenchidos com graute nos testes experimentais. As deformações máximas e mínimas no meio do vão atingem valores em torno de $0.116E-2$ e $-0.143E-3$, respectivamente (figura 4.17(d) e 4.17(e)).

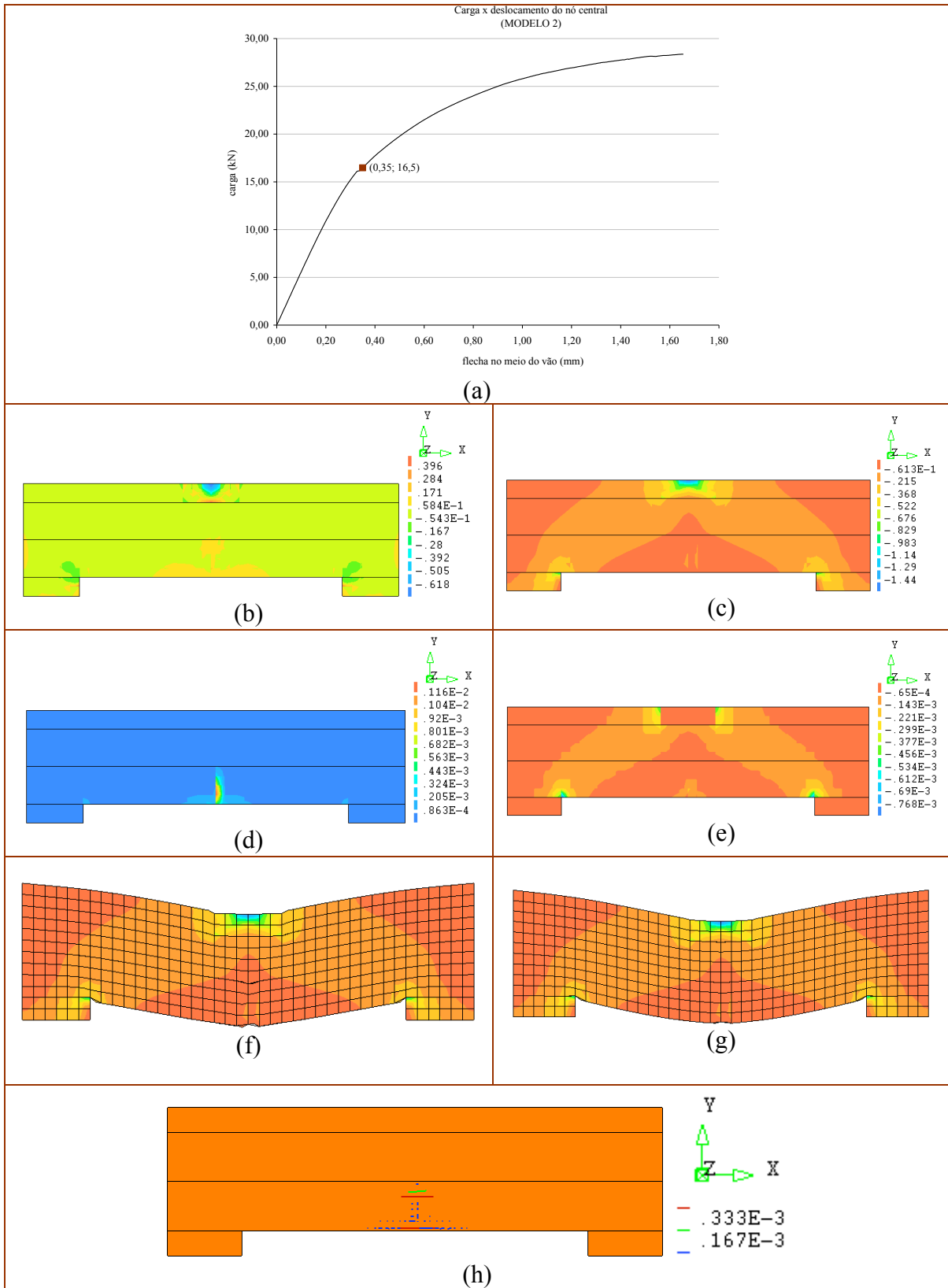


FIGURA 4.17 Resultados da análise numérica do Modelo 2 para carga de 16,5 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

Finalmente, apresentam-se, na figura 4.18, os resultados obtidos para a ação da carga de 28,3 kN e deslocamento numérico no nó central de aproximadamente 1,6 mm, correspondente à ruptura do modelo na simulação numérica em função da propagação das fissuras e do rebaixamento dos blocos centrais na parte superior.

Os resultados obtidos evidenciaram uma ruptura por corte e compressão em função da propagação de tensões do centro em direção aos apoios, com consequente esmagamento dos elementos que ligavam o ponto de aplicação da carga ao apoio, comportamento também observado nos testes experimentais.

A figura 4.18(b) e as demais apresentadas anteriormente para níveis menores de carga ilustram esta propagação de tensões de compressão, assim como, as deformadas mostram o rebaixamento dos elementos centrais que representam os blocos preenchidos com graute nos testes experimentais (figura 4.18(f) e 4.18(g)).

Vale ressaltar que, a simulação numérica permitiu visualizar que a inserção de armaduras nas juntas horizontais proporcionou, além do aumento da ductilidade e da capacidade resistente do modelo, a propagação de fissuras de maneira diferenciada em relação ao modelo sem reforço. As fissuras se propagam ao longo da extensão do modelo ao invés de se concentrarem no meio do vão (região de maior tensão de tração), como se verificou no modelo sem reforço. De acordo com os resultados apresentados na figura 4.18(h), as fissuras no meio do vão apresentam deformações menores do que às verificadas no modelo 1 para a carga de ruptura. No modelo 1, ao longo da fissura no meio do vão a deformação registrada foi de $0,170E-2$, enquanto, no modelo 2, na mesma região, a deformação atinge o valor de $0,149E-2$ e para um nível de carga superior. As maiores deformações foram registradas nas fissuras de corte, aproximadamente deformações de $0,299E-2$ (conforme ilustra a figura 4.18(h)).

Estes resultados mostram que as fissuras de flexão que surgiram na parte inferior do modelo 2 não foram preponderantes na ruptura. Numa fase final do carregamento, formaram-se fissuras de corte com maior abertura que evoluíram até a região junto do apoio onde existiam pequenas fissuras de flexão. Tal resultado pode ser justificado em função da formação do efeito arco com concentração de tensões de compressão maiores no centro do modelo (nos elementos onde foi aplicada a carga).

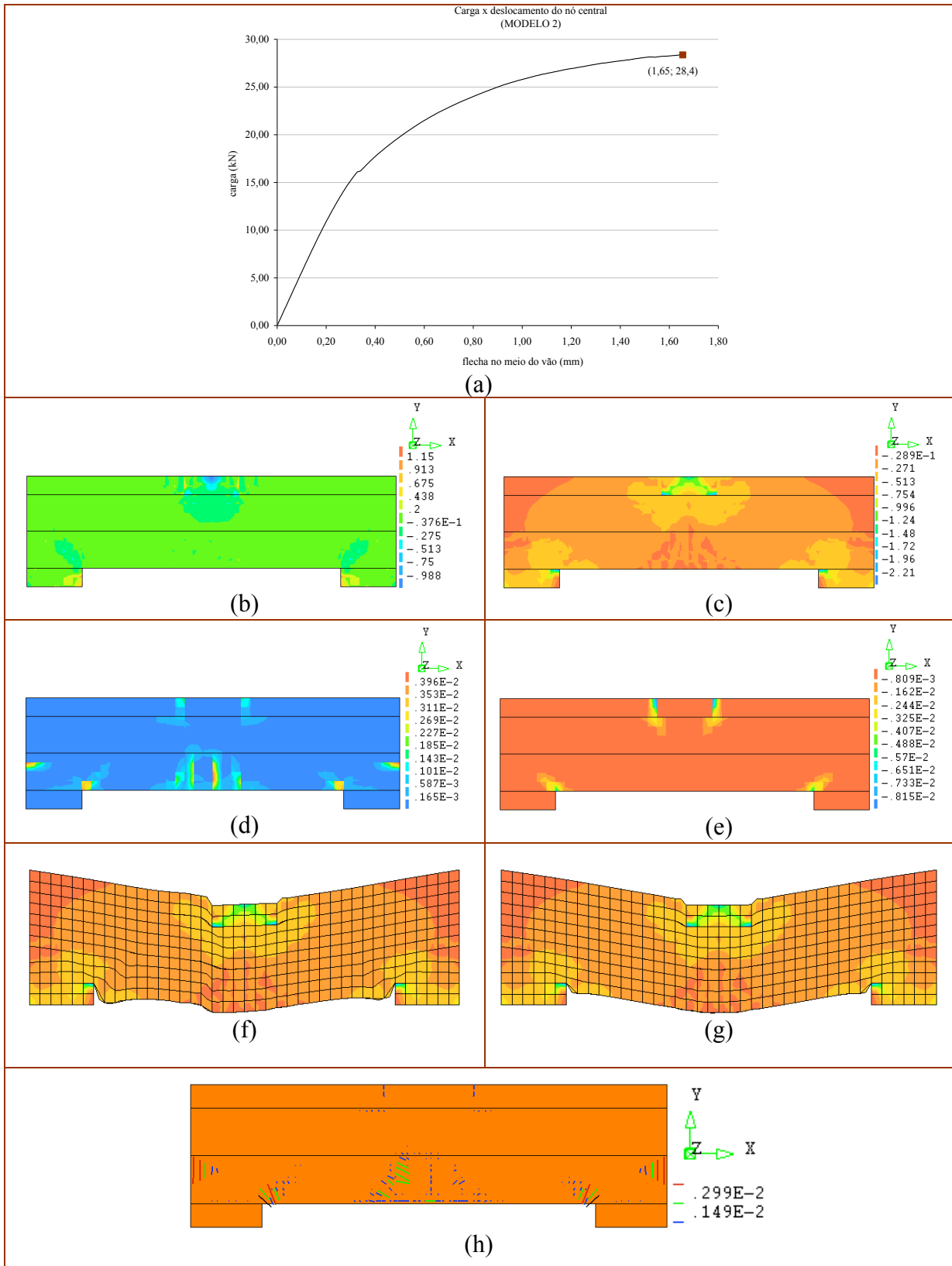


FIGURA 4.18 Resultados da análise numérica do Modelo 2 para carga de 28,4 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

A figura 4.19 ilustra a distribuição de tensões na armadura de junta nos níveis de cargas analisados anteriormente. Estes resultados ilustram a participação da armadura na resistência aos esforços de tração responsáveis pela fissuração da alvenaria em virtude da baixa resistência à tração deste material.

Em todos os níveis de carga verificam-se, conforme esperado, maiores tensões principais de tração máximas no meio do vão. Para a ação da carga de 10,6 kN, correspondente à carga da primeira fissura, a tensão de tração máxima é de 13,4 MPa (figura 4.19(a)); para a carga de 16,5 kN, nível de carga para o qual aumentam-se os deslocamentos a meio vão em função, principalmente, da maior quantidade de fissuras, a tensão máxima de tração atinge o valor de 47,2 MPa no meio do vão (figura 4.19(d)) e, finalmente, para a carga de ruptura (28,4 kN), esta tensão atinge o valor de 173 MPa (figura 4.19(e)).

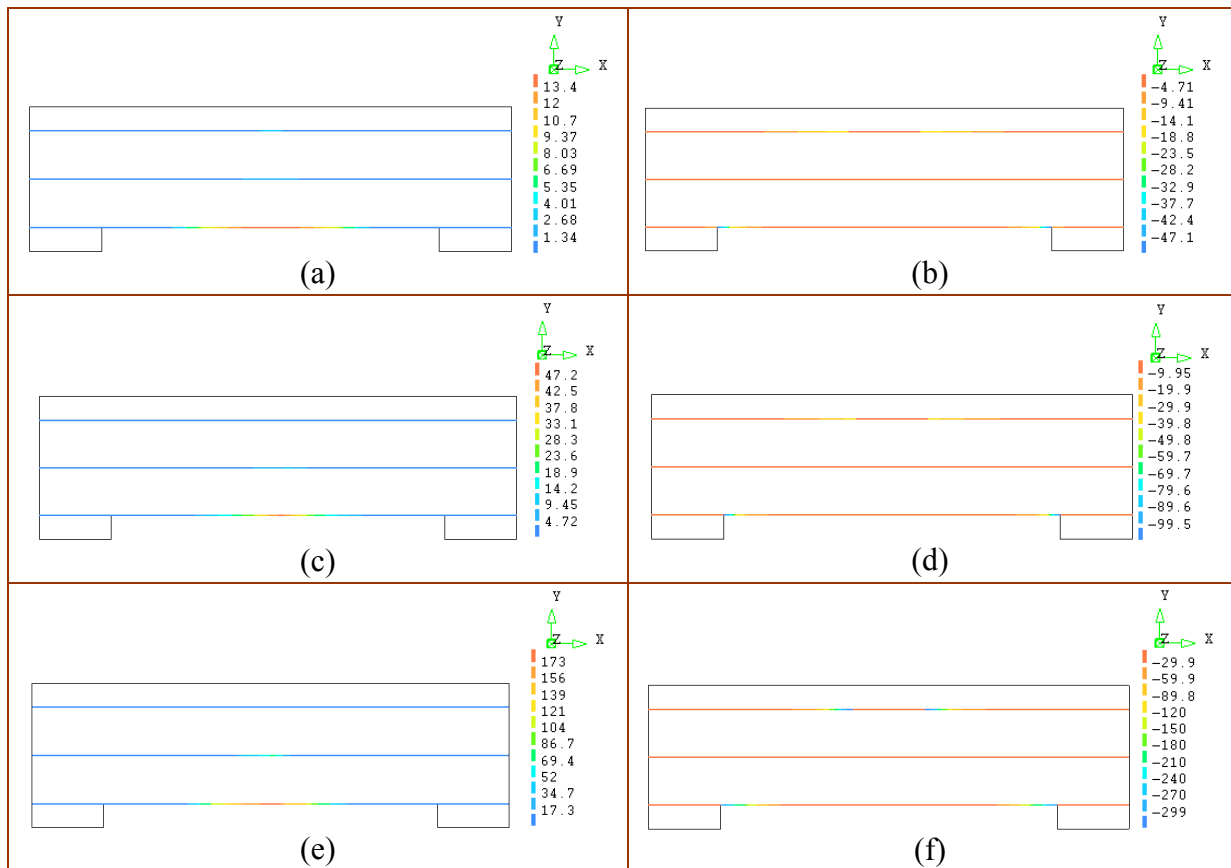


FIGURA 4.19 Distribuição das tensões principais na armadura de junta do Modelo 2 em diferentes níveis de carga: (a) e (b) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 10,6 kN e flecha central de 0,20 mm correspondente à ocorrência da primeira fissura; (c) e (d) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 16,5 kN e flecha central de 0,35 mm; (e) e (f) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de ruptura 28,4 kN e flecha central de 1,65 mm (Unidades em Newton e milímetro).

Conforme resultados apresentados no capítulo 3, no item 3.7.2 no qual são apresentados os resultados da deformação da armadura de junta nas mini-paredes da Série 2, as armaduras apresentaram deformações abaixo da tensão de escoamento e do limite de elasticidade. Entretanto, os resultados das tensões nas armaduras obtidos a partir da simulação numérica levaram à deformações com valores próximos aos obtidos experimentalmente, exceto para a mini-parede 2 desta série. Tal fato deve-se à consideração de aderência perfeita entre a armadura e os elementos utilizados na modelagem da alvenaria que foi representada através de macromodelos. No entanto, as armaduras instrumentadas da mini-parede 2 da Série 2 apresentaram maior deformação do que as demais do mesmo modelo (conforme observações apresentadas no capítulo 3), em função, provavelmente, da baixa aderência entre blocos e argamassa, além de outros fatores não considerados na simulação numérica em virtude das estratégias adotadas a partir do comportamento global do estudo.

De acordo com estes resultados, considerando a lei de Hooke ($\sigma = E\varepsilon$), para a ação da carga de 16,5 kN (nível máximo da carga para a qual o comportamento do modelo é aproximadamente linear), tem-se uma deformação na armadura de aproximadamente 236 μ strains. Entretanto, conforme verificado no estudo experimental, inferior à capacidade última da armadura de junta utilizada no trabalho. Estes resultados validam as deformações da armadura observadas na análise experimental e as considerações quanto à não linearidade dos gráficos (*carga x deformação da armadura*) traçados a partir destes resultados experimentais. Conforme observações apresentadas no capítulo 3, os gráficos que ilustram a deformação da armadura, deveriam ser aproximadamente lineares. Entretanto, a não linearidade pode ter ocorrido em função da baixa aderência entre blocos e argamassa ou pelo escorregamento da armadura ou, ainda, pela combinação destes fatores – principalmente, na análise experimental da mini-parede 2.

Verifica-se, também, que para a carga de ruptura de 28,4 kN a tensão principal máxima na armadura de junta atinge o valor de 173 MPa (tração), o que corresponde a aproximadamente 40% da tensão de escoamento da armadura, como verificado no resultado experimental deste modelo (Série 2). A partir das leituras nos extensômetros, concluiu-se que a armadura de junta trabalhou no máximo a cerca de 40% da sua capacidade última.

4.3.3.3 MODELO 3 (MINI PAREDE COM ARMADURA IMERSA EM TODAS AS JUNTAS HORIZONTAIS)

O modelo 3 corresponde à simulação numérica do grupo de mini-paredes da Série 3 – grupo de mini-paredes testadas experimentalmente com armadura submersa na argamassa de todas as juntas horizontais. Quanto às propriedades deste modelo, foram adotadas as mesmas apresentadas nas tabelas 4.1 e 4.2.

Na figura 4.20, apresentam-se os resultados obtidos para a carga de 10,8 kN e deslocamento do nó central de 0,20 mm, correspondente à carga e à flecha no momento da primeira fissura. Neste nível de carga, as tensões principais máximas variam entre -0,401 MPa (compressão) e 0,252 MPa (tração). No meio do vão, onde surge a primeira fissura, a tensão de tração máxima atinge o valor em torno de 0,179 MPa (tensão superior à resistência à tração do modelo). As tensões principais mínimas atingem valores maiores no centro superior do modelo (-0,943 MPa) que se propagam de forma decrescente na direção dos apoios, como observado nos modelos apresentados nos itens anteriores. Este comportamento de efeito arco é bem caracterizado na figura 4.20(c), em que se tem um estado biaxial de compressão nos cantos comprimidos próximos aos apoios.

As deformações principais máximas no meio do vão são de alongamento e atingem valores entre $0,473E-4$ e $0,637E-4$; nas demais regiões, estas deformações principais variam entre $-0,104E-4$ (encurtamento) e $0,225E-4$ (alongamento) – ver figura 4.20(d). Quanto às deformações principais mínimas, estas são de encurtamento em todo o modelo e atingem valores entre $-0,329E-4$ e $-0,329E-3$, conforme ilustra a figura 4.20(e), sendo maiores nos cantos superiores próximos aos apoios.

Quanto à deformada incremental e total, assim como nos resultados dos demais modelos, verifica-se o rebaixamento dos elementos centrais na parte superior do modelo (correspondente aos blocos preenchidos com graute nos testes experimentais), o que leva a abertura de fissuras de corte acima dos apoios para níveis de cargas superiores, conforme será apresentado a seguir.

Assim como no modelo 2, os deslocamentos a meio vão tornam-se maiores para a ação da carga de aproximadamente 16,5 kN e deslocamento do nó central igual a 0,30 mm. Cujos resultados são apresentados na figura 4.21.

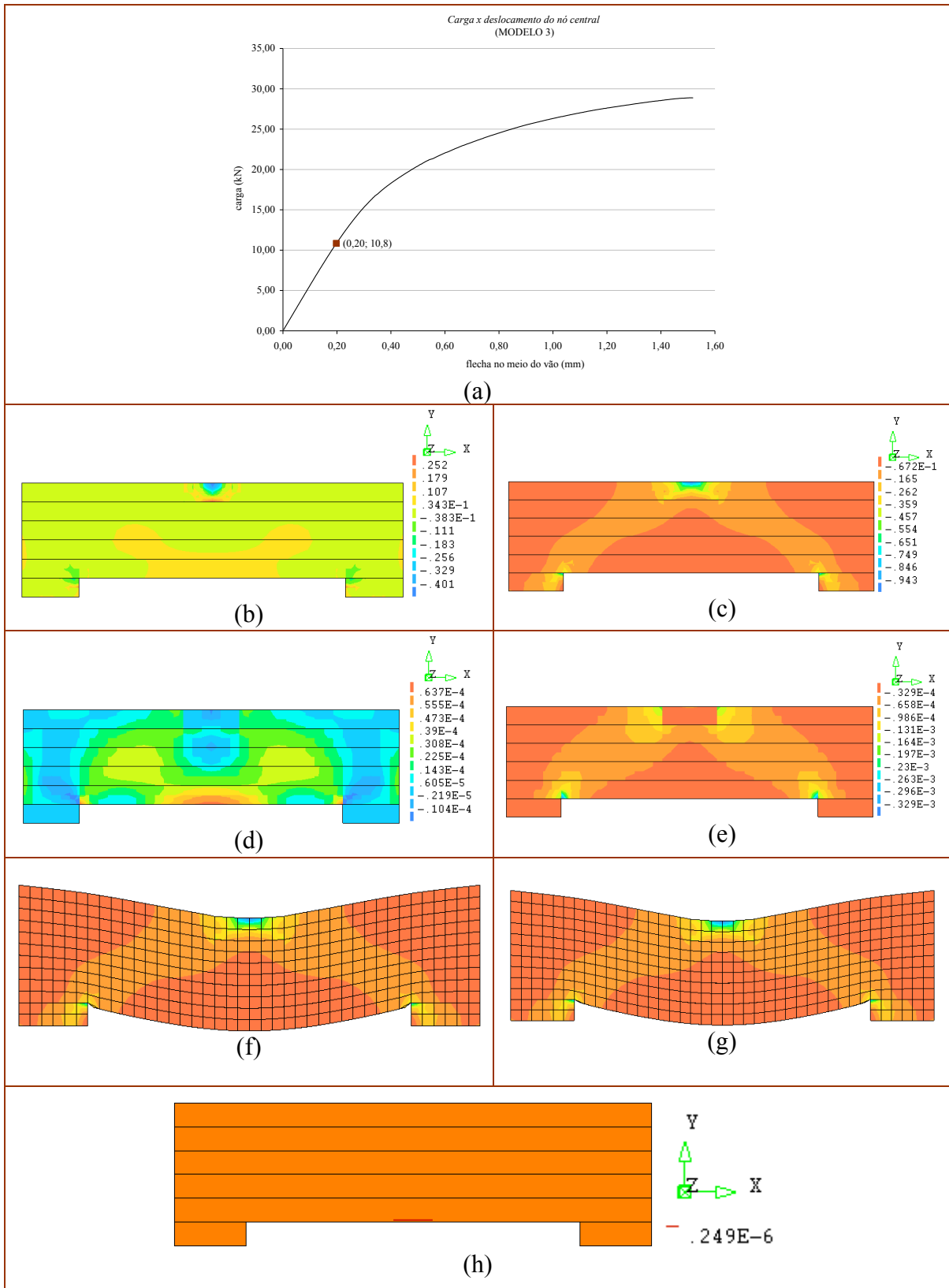


FIGURA 4.20 Resultados da análise numérica do Modelo 3 para carga de 10,8 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valor da deformação principal máxima na primeira fissura (Unidades em Newton e milímetro).

Para a ação da carga de 16,5 kN, assim como no modelo 2, verifica-se maior quantidade de fissuras no meio do vão que provoca perda de rigidez e aumento dos deslocamentos do nó central. As tensões principais máximas atingem valores em torno de 0.352 MPa e -0.621 MPa. No meio do vão, onde surgem as demais fissuras, a tensão máxima de tração atinge valor em torno de 0,244 MPa (tensão de tração superior à resistência à tração do modelo). Nos elementos no centro superior do modelo, verifica-se um estado biaxial de tensões (figura 4.21(b)).

As tensões principais mínimas são de compressão em todo o modelo e atingem valores maiores nos elementos no centro superior do modelo que se propagam de forma decrescente na direção dos apoios, como verificado no modelo 2 para o mesmo nível de carga. Além disso, os resultados mostram a plastificação nos cantos próximos aos apoios e em torno dos elementos no centro do modelo que representam os blocos preenchidos com graute nos testes experimentais.

As deformações máximas são de encurtamento em todo o modelo, exceto nos cantos próximos aos apoios onde se verifica um estado biaxial de compressão (figura 4.21(d) e 4.21(e)). No meio do vão, as deformações máximas e mínimas atingem valores em torno de $0.203E-3$ e $-0.727E-4$, respectivamente, valores inferiores aos observados no modelo 2.

Quanto às deformadas, verifica-se o rebaixamento dos elementos centrais (pontos de aplicação da carga), resultados, também, verificados nos testes experimentais e demais modelos simulados numericamente.

A figura 4.21(h) ilustra que as deformações ao longo das fissuras são menores do que as observadas no modelo 2 para o mesmo nível de carga. Tal fato pode ser justificado pela maior quantidade de armadura de junta neste modelo.

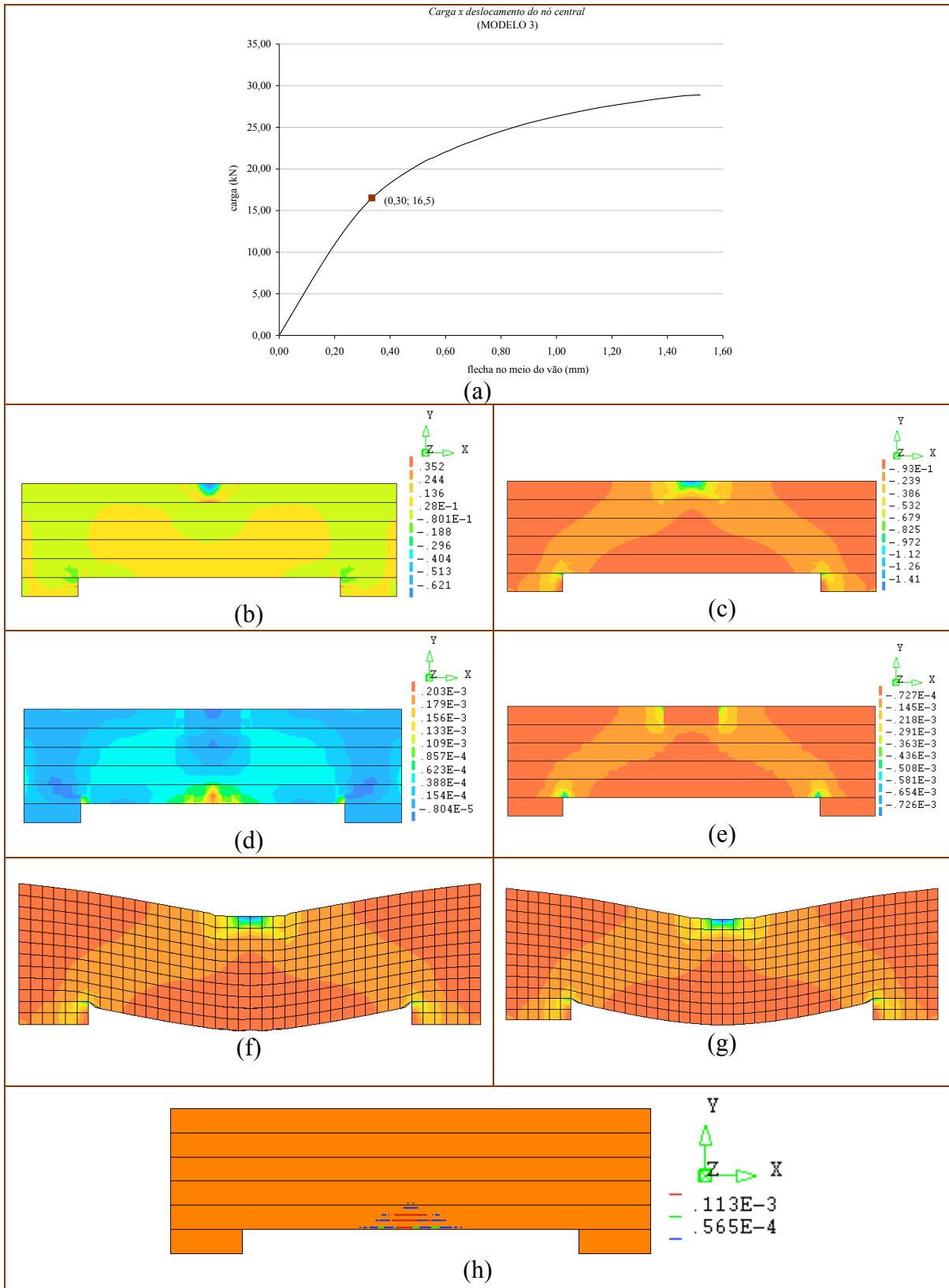


FIGURA 4.21 Resultados da análise numérica do Modelo 3 para carga de 16,5 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

Apresentam-se, na figura 4.22, os resultados obtidos para a ação da carga de 28,9 kN e deslocamento numérico do nó central de 1,5 mm, correspondente à ruptura do modelo, que conforme resultados da simulação numérica, ocorreu em função da propagação das fissuras, do rebaixamento dos blocos centrais na parte superior do modelo e esmagamento dos blocos próximos aos apoios.

Como no modelo 2, os resultados mostram uma ruptura por corte e compressão em função da formação do efeito arco, com rebaixamento dos blocos centrais e o esmagamento dos blocos próximos aos apoios. Resultados também observados nos testes experimentais das mini-paredes deste modelo (Série 3), principalmente, na mini-parede 2 – conforme ilustra o processo de evolução das fissuras em cada etapa do ensaio da Série 3 apresentado no capítulo 3.

O esmagamento dos cantos comprimidos pode ser percebido pelas deformadas incremental e total apresentadas na figura 4.22. Nesta figura, apresentam-se as tensões e deformações principais correspondentes para a ação de 28,9 kN. Os cantos comprimidos encontram-se submetidos a um estado biaxial de compressão e as tensões principais mínimas atingem o valor de -0,506 MPa (tensão de compressão superior à resistência à compressão do modelo). As tensões principais máximas, ao longo do meio do vão, atingem valores em torno de 0,572 MPa.

As deformações principais máximas são de alongamento e as mínimas são de encurtamento em todo o modelo. Assim como no modelo 2, verifica-se propagação das fissuras ao longo da extensão do modelo (figura 4.22(h)), não há evolução das fissuras verticais apenas no centro do modelo como verificado no modelo sem reforço.

As maiores deformações foram registradas nas fissuras de corte, aproximadamente $0,237E-2$. Assim como no modelo 2, verifica-se que, na fase final do carregamento, formaram-se fissuras de corte com maior abertura, não sendo as fissuras de flexão preponderantes na ruptura, como verificado no estudo experimental.

Vale considerar que, em teoria, a deformada incremental ilustrada na figura 4.22(f) deveria ser perfeitamente simétrica, com abertura simultânea de todas as fissuras e esmagamento dos cantos comprimidos. No entanto, tal fato não pode ser rigorosamente verificado uma vez que são acumulados erros numéricos durante o processo incremental iterativo. Nos ensaios experimentais este comportamento também não foi obtido, já que na prática existem zonas mais frágeis, sendo estas as que fissuram em primeiro lugar.

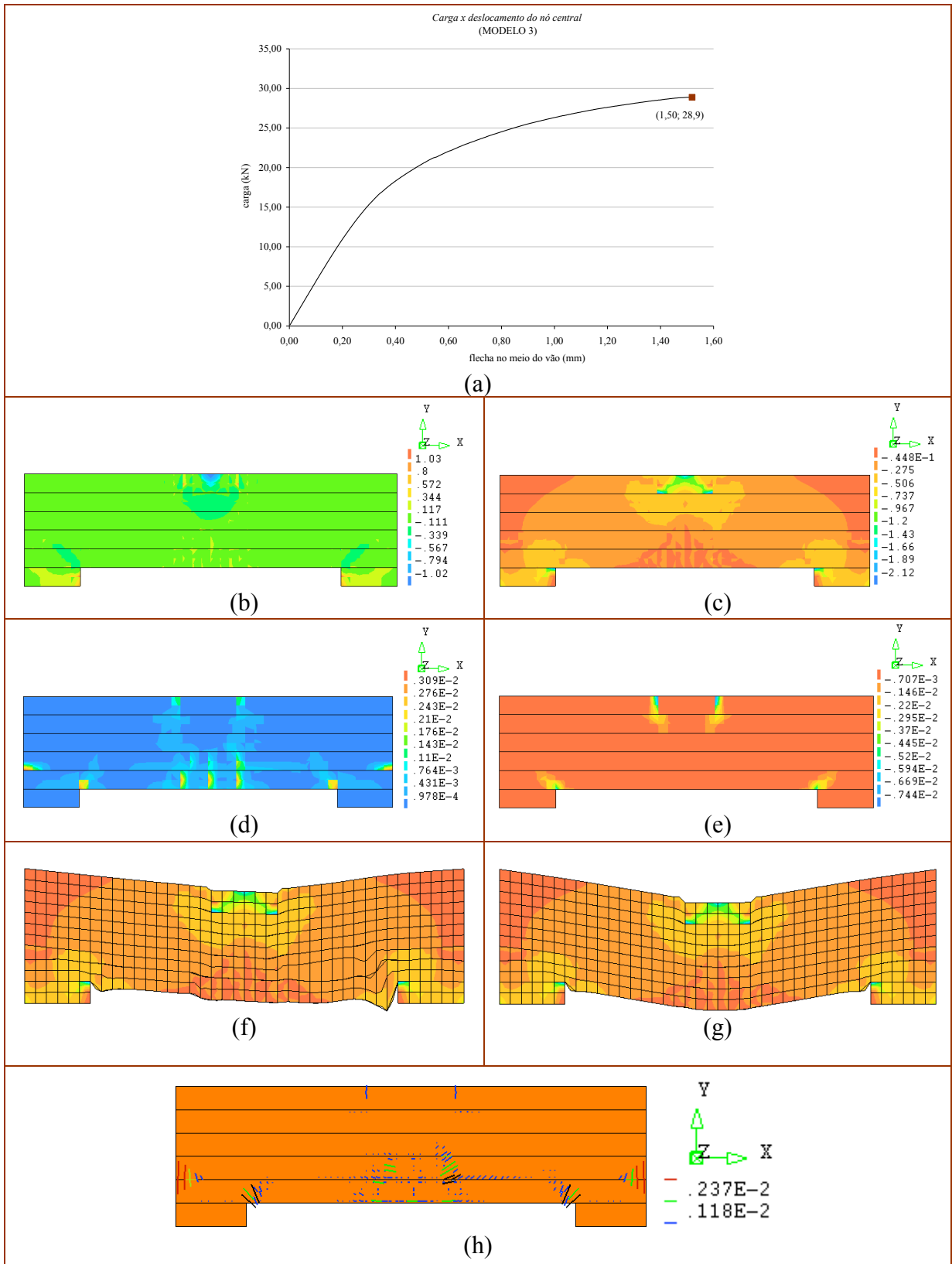


FIGURA 4.22 Resultados da análise numérica do Modelo 3 para carga de 28,9 kN: (a) curva *carga x deslocamento do nó central* (no meio do vão); (b) tensão principal máxima; (c) tensão principal mínima; (d) deformação principal máxima; (e) deformação principal mínima; (f) deslocamento incremental; (g) deslocamento total; (h) valores das deformações principais máximas nas fissuras (Unidades em Newton e milímetro).

A figura 4.23 ilustra a distribuição de tensões na armadura de junta nos níveis de cargas analisados anteriormente.

Em todos os níveis de carga verificam-se maiores tensões principais máximas de tração no meio do vão. Para a ação da carga de 10,8 kN, correspondente à carga da primeira fissura, a tensão principal máxima é de 13,1 MPa (figura 4.23(a)); para a carga de 16,5 kN, nível de carga para o qual aumentam-se os deslocamentos a meio vão em função, principalmente, da maior quantidade de fissuras, a tensão principal máxima atinge o valor de 28,3 MPa no meio do vão (figura 4.23(d)) e, finalmente, para a carga de ruptura (28,9 kN), esta tensão atinge o valor de 141 MPa (figura 4.23(e)).

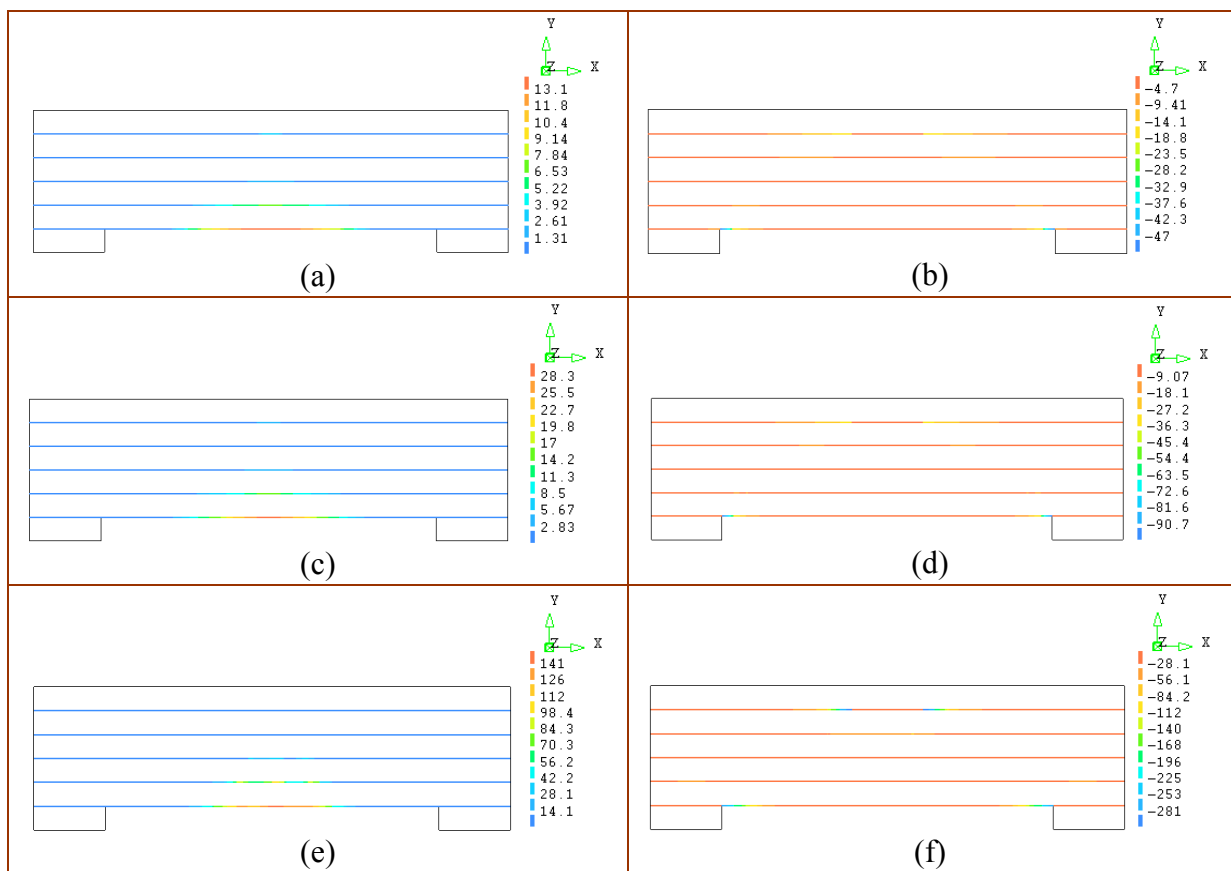


FIGURA 4.23 Distribuição das tensões principais na armadura de junta do Modelo 3 em diferentes níveis de carga: (a) e (b) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 10,8 kN e flecha central de 0,20 mm correspondente à ocorrência da primeira fissura; (c) e (d) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de 16,5 kN e flecha central de 0,30 mm; (e) e (f) tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a carga de ruptura 28,9 kN e flecha central de 1,5 mm (Unidades em Newton e milímetro).

COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL

Verifica-se, através do gráfico 4.3, comportamento diferenciado entre o modelo numérico e o experimental, neste caso, comportamento representado pela curva *carga x flecha central*. Tais diferenças podem ser justificadas pela excentricidade do carregamento e pelas espessuras não uniformes das juntas horizontais e verticais das mini-paredes ensaiadas – fatores que influenciam o comportamento da alvenaria, porém, não considerados nesta simulação numérica uma vez que o objetivo era adotar estratégias de modelagem e modelos constitutivos que melhor representassem o comportamento global das mini-paredes ensaiadas. No entanto, neste caso, em função da pequena quantidade de mini-paredes ensaiadas e da convergência entre os resultados numéricos e experimentais dos demais modelos analisados, pode-se considerar que os resultados numéricos são satisfatórios.

Quanto ao modo de ruptura, segundo os resultados numéricos, ocorreu por esmagamento dos blocos próximos aos apoios e rebaixamento dos blocos centrais, em função da propagação de tensões de compressão do centro superior do modelo na direção dos apoios de forma decrescente; modo de ruptura também observado nas mini-paredes ensaiadas deste modelo.

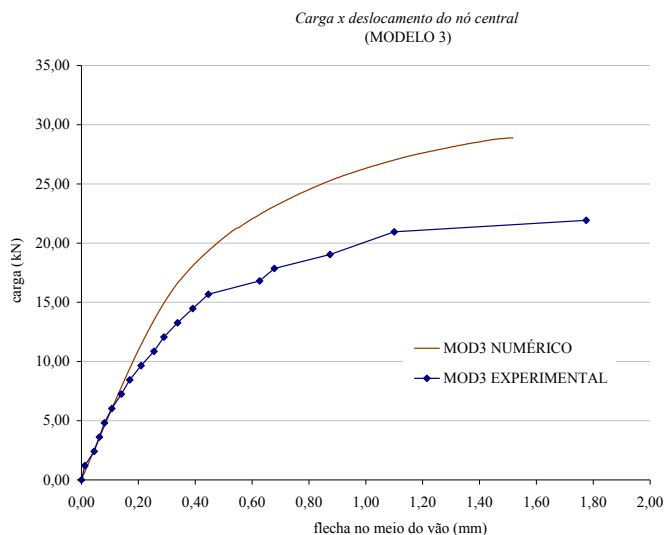


GRÁFICO 4.3 Curva carga x flecha no meio do vão do modelo com armadura em todas as juntas horizontais (MOD3) – resultados numéricos e média dos resultados experimentais.

4.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS OBTIDOS EM CADA MODELO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os modelos simulados numericamente sem e com reforço de armadura de junta apresentaram resultados próximos no que se refere ao nível de carga da primeira fissura e ao deslocamento do nó central nos três modelos analisados (0,20 mm). As diferenças tornaram-se significativas entre os modelos sem e com reforço para níveis de cargas maiores.

No entanto, os modelos 2 e 3 apresentaram pequenas diferenças no que se refere ao aumento da capacidade resistente, da ductilidade e à distribuição de tensões de tração na armadura de junta para os mesmos níveis de cargas. Ambos os resultados, numéricos e experimentais dos modelos com reforço, apresentaram ganhos semelhantes apesar das variações na espessura das juntas e da excentricidade do carregamento observada nas mini-paredes ensaiadas da Série 3, conforme observações apresentadas no capítulo 3.

O gráfico 4.4 apresenta o comportamento dos modelos através das curvas *carga x deslocamento do nó central* traçadas a partir dos resultados obtidos na simulação numérica.

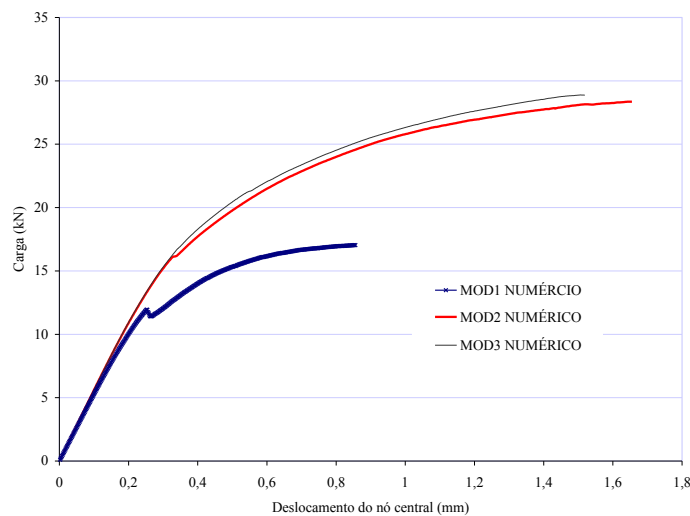


GRÁFICO 4.4 Curva carga x deslocamento do nó central dos modelos simulados numericamente.

Na tabela 4.3, apresenta-se um resumo das cargas e flechas obtidas no momento da primeira fissura e ruptura de cada modelo simulado numericamente.

Tabela 4.3 – Resumo dos resultados obtidos na simulação numérica de cada modelo analisado.

Modelo	Carga 1ª fiss. (kN)	Flecha 1ª fiss. (mm)	Carga de ruptura (kN)	Flecha máxima (mm)
1	9,17	0,20	17,0	0,86
2	10,6	0,20	28,4	1,65
3	10,8	0,20	28,9	1,50

De acordo com os resultados apresentados na tabela 4.3 e no gráfico 4.4, verifica-se que os modelos com armadura de junta a cada duas fiadas horizontais (MOD2) apresentaram maior ductilidade e pequena diferença na capacidade resistente em relação ao modelo com armadura em todas as juntas horizontais (MOD3). Em relação ao modelo sem reforço, verificou-se um aumento da capacidade resistente de aproximadamente 40%, cuja carga de ruptura passou de 17,0 kN (MOD1) para 28,4 kN (MOD2). Quanto ao surgimento da primeira fissura, os modelos simulados numericamente sem e com reforço de armadura de junta apresentaram resultados próximos no que se refere ao nível de carga da primeira fissura e o mesmo deslocamento do nó central nos três modelos analisados (0,20 mm).

Conforme gráfico 4.4, as diferenças (maior distância / intervalo entre as curvas) tornaram-se significativas para cargas maiores, principalmente, para o modelo sem reforço. Como no estudo experimental, pode-se considerar que há menor distância entre as curvas na fase elástica, onde ainda não se tem nenhum fenômeno de instabilidade envolvido. À medida que as cargas aumentam, principalmente nas proximidades do nível de carga de 10 kN (início do processo de fissuração em todos os modelos), as diferenças tornam-se significativas paulatinamente. De acordo com as tensões nas armaduras obtidas a partir desta simulação numérica, neste nível de carga, ocorre uma participação mais efetiva da armadura no comportamento da alvenaria. Desta forma, devido à resistência mobilizada pela armadura após o início da fissuração, os modelos reforçados ainda suportam significativos acréscimos de carga e deformação (deslocamentos).

Vale salientar que, assim como na análise experimental, a reduzida flecha e a rigidez do modelo 1 (sem armadura) comprovam uma ruptura frágil e brusca, não existindo grandes deformações capazes de antecipar a ruptura.

Segundo os resultados numéricos, a ruptura ocorreu por esmagamento nos três modelos analisados em função da propagação de tensões do centro do modelo na direção dos apoios. Modo de ruptura também observado nos testes experimentais, nos quais, verificou-se o rebaixamento dos blocos centrais (pontos de aplicação da carga) e a formação do efeito arco a partir do processo de evolução das fissuras.

Portanto, de forma geral, observou-se que os modelos reforçados com armadura de junta apresentaram um aumento da carga de início de fissuração, melhor comportamento em serviço, maior capacidade resistente e maior flecha na ruptura – como no estudo experimental.

CAPÍTULO 5

ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresenta-se o estudo paramétrico realizado através de modelagens numéricas, cujos resultados analíticos, na forma de curvas de comportamento força-deslocamento, são apresentados e discutidos. Para o estudo paramétrico, foi analisado um pórtico de concreto armado preenchido com alvenaria sem função estrutural com dimensões constantes, a fim de definir um modelo adequado que melhor representasse o comportamento de um painel de alvenaria de vedação submetido à flexão.

Em seguida, a partir deste modelo, foram realizadas simulações numéricas com diferentes dimensões e propriedades para a alvenaria. Analisou-se uma parede com 600 cm (comprimento) x 280 cm (altura) x 14 cm (espessura) e uma parede com dimensões de 700 cm (comprimento) x 430 cm (altura) x 15 cm (espessura) – exemplo de uma das soluções tipo a realizada no novo Estádio da Luz (disponível em Lourenço, 2002).

Como o modelo numérico apresentado no capítulo 4 representou, de forma satisfatória, o comportamento das mini-paredes ensaiadas, conforme observações e considerações apresentadas no referido capítulo, utilizou-se este modelo para a realização do estudo paramétrico, através de variações em algumas propriedades mecânicas e elásticas da alvenaria.

A definição de quais parâmetros seriam analisados baseou-se na avaliação dos resultados conseguidos no programa experimental, nas simulações numéricas realizadas para calibração dos modelos e em pesquisas sobre o sistema parede-viga. Constatou-se, a partir destas análises, que a distribuição de tensões na parede de alvenaria sem função estrutural, submetida ao esforço de flexão em seu plano, pode ser influenciada por vários fatores. Além

da carga vertical imposta pela deformação da viga, essas tensões podem ser influenciadas pelo comprimento, pela altura e espessura da parede.

No entanto, na prática, tais fatores não são analisados separadamente, mas, sim, através de conceitos que relacionam propriedades e dimensões das paredes. Sendo assim, aliado ao objetivo deste trabalho e com os resultados obtidos via análise experimental e numérica, adotaram-se dois painéis de alvenaria com diferentes dimensões para averiguar a influência das propriedades mecânicas e elásticas no comportamento da alvenaria quando submetida à flexão no seu plano (modelos que serão apresentados no próximo item).

Desta forma, os objetivos deste estudo constituem-se em avaliar e identificar, através de modelagens numéricas, os efeitos dos principais parâmetros que afetam o comportamento de paredes de alvenaria sem função estrutural reforçadas com armadura de junta e submetidas à flexão em seu plano, isso torna possível analisar métodos simplificados de cálculo que definem a quantidade e a disposição de armadura de junta ao longo de paredes de alvenaria. Evitam-se, dessa forma, fissuras decorrentes das deformações excessivas dos elementos estruturais – objeto de estudo do capítulo 6.

5.2 MODELOS ANALISADOS

Para definir o melhor modelo que representasse o comportamento dos painéis de alvenaria sem função estrutural submetidas à flexão em seu plano, realizaram-se simulações numéricas em um elemento de pórtico de concreto armado, preenchido com alvenaria de blocos cerâmicos sem função estrutural (cujas dimensões encontram-se ilustradas na figura 5.1).

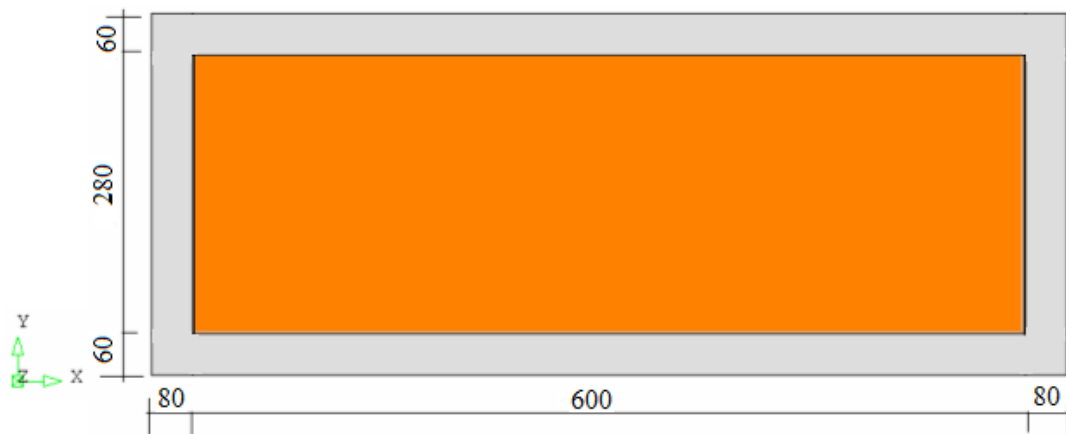


FIGURA 5.1 Dimensões dos elementos estruturais e da parede de alvenaria de vedação com 14 cm de espessura – modelo pórtico / alvenaria, utilizado no estudo paramétrico (dimensões em centímetros).

O dimensionamento dos elementos estruturais do modelo, apresentado na figura 5.1, foi realizado conforme especificações da NBR 6118 (ABNT, 2003). Quanto às condições de contorno e do carregamento aplicado através do controle de carga, estes se encontram ilustrados na figura 5.2.

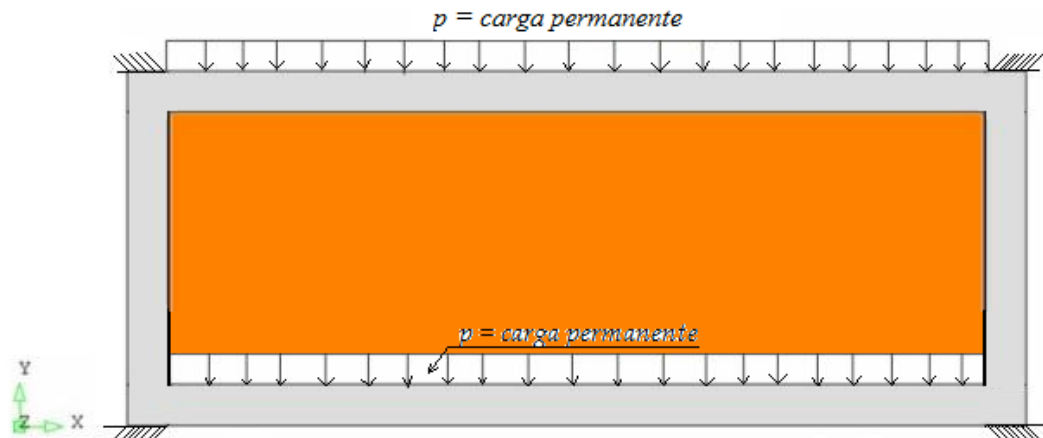


FIGURA 5.2 Carregamento e condições de contorno, utilizados no modelo pórico / alvenaria.

A partir dos resultados das modelagens realizadas neste elemento pórico / alvenaria, definiam-se as condições de contorno do painel de alvenaria e o carregamento para realização do estudo paramétrico (apresentados no item a seguir).

Após definição das condições de contorno e carregamento dos modelos dos painéis de alvenaria, realizou-se o estudo paramétrico considerando as propriedades mecânicas, elásticas e, conseqüentemente, inelásticas, apresentadas na tabela 5.1.

Para verificar a influência da rigidez do painel de alvenaria no comportamento das paredes submetidas à flexão com e sem reforço e, conseqüentemente, a resistência mecânica, considerou-se o módulo de deformação igual a 1.125 MPa, 2.250 MPa eles correspondem a 0,75; 1,5 vezes o módulo de deformação original ($E_o = 1.500$ MPa), respectivamente. Além disso, foi considerada a resistência à compressão obtida através dos testes experimentais em mini-paredes sem reforço e o respectivo módulo de deformação ($f_c = 0,6$ MPa, $E = 1.980$ MPa) e o módulo máximo de deformação (2.500 MPa) para paredes sem função estrutural com blocos cerâmicos, segundo a ABCI (1980) – ver tabela 2.1 do capítulo 2, que corresponde à aproximadamente 1,67 vezes o módulo de deformação original.

A tabela 5.1 apresenta um resumo das propriedades elásticas e inelásticas da alvenaria obtidas a partir destas variações.

Tabela 5.1 – Propriedades da alvenaria analisadas no estudo paramétrico.

Propriedades	Valores	Unidades
E = 1.125 MPa		
f_c	0,25	MPa
G_{fc}	0,5	N.mm/mm ²
E = 1.980 MPa		
f_c	0,60	MPa
G_{fc}	1,0	N.mm/mm ²
E = 2.250 MPa		
f_c	0,50	MPa
G_{fc}	0,75	N.mm/mm ²
E = 2.500 MPa ²		
f_c	0,55	MPa
G_{fc}	0,88	N.mm/mm ²

Além da variação das propriedades elásticas e mecânicas da alvenaria, foram considerados modelos sem reforço (Modelo 1 (designado nos gráficos como MOD1 – figura 5.3(a)) e modelo com armadura de junta a cada três fiadas, três consecutivas na base e duas consecutivas no topo (Modelo 2 (designado nos gráficos como MOD_REF) – figura 5.3(b)) – a fim de verificar a influência destas propriedades no comportamento da alvenaria reforçada e comparar com o modelo sem reforço, além disso, estes resultados auxiliarão no estudo comparativo dos métodos simplificados de cálculo (objeto de estudo do capítulo 6).

A figura 5.4 ilustra os modelos de paredes sem e com reforço analisados no estudo paramétrico para posterior estudo comparativo de métodos simplificados de dimensionamento.

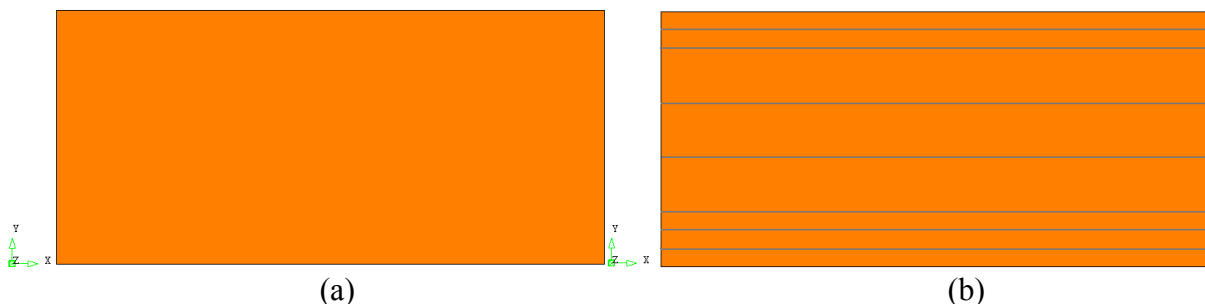


FIGURA 5.3 Modelos analisados no estudo paramétrico: (a) Modelo 1 (MOD1 – parede sem armadura); (b) Modelo 2 (MOD_REF – parede com armadura de junta a cada três fiadas, três consecutivas na base e duas consecutivas no topo).

Estes modelos com armadura de junta foram definidos de acordo com a análise dos resultados dos testes experimentais, na simulação numérica das mini-paredes ensaiadas (apresentada e discutida no capítulo 4), na simulação do modelo pórtico / alvenaria e, com base nos estudos de Lourenço (2002) sobre concepção e projeto para alvenaria. Ele recomenda, além da armadura a cada três fiadas, a colocação de armadura de junta nas três fiadas consecutivas da base e duas consecutivas no topo (soluções adotadas no novo Estádio da Luz e José Alvalade).

A figura 5.4 ilustra, de forma geral, uma destas soluções tipo as realizadas no novo Estádio da Luz (Sport Lisboa e Benfica) e novo Estádio José Alvalade (Sporting Clube de Portugal) (Lourenço, 2002) – adotada neste item para realização do estudo paramétrico e no estudo comparativo do dimensionamento segundo métodos simplificados (que será objeto de estudo do capítulo 6). Trata-se de um exemplo das paredes sem função estrutural reforçadas com armadura de junta dos novos Estádios – dimensionadas pelo Prof. Dr Eng. Paulo Lourenço, cuja solução tipo foi utilizada no modelo de painel com reforço.

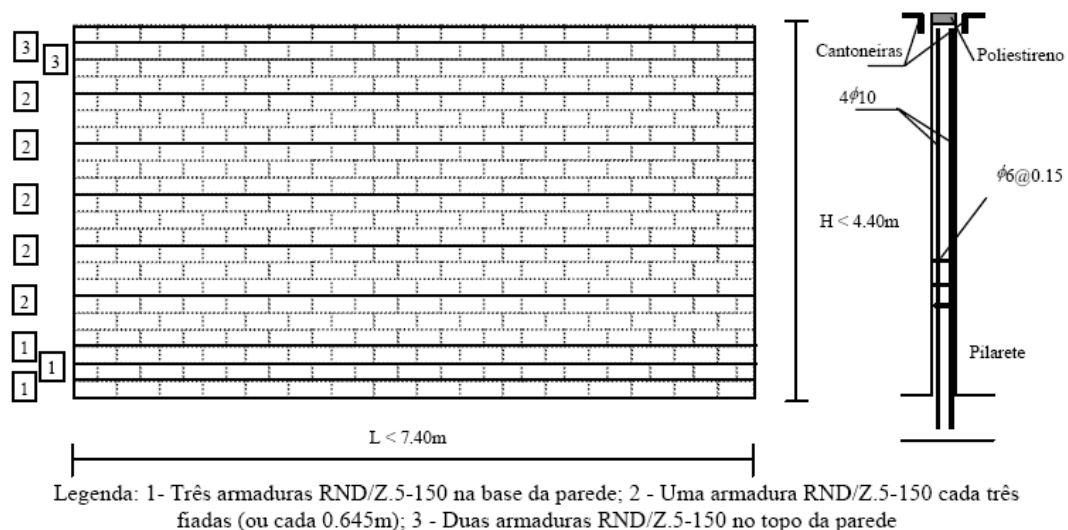


FIGURA 5.4 Exemplo de uma das soluções tipo as realizadas no novo Estádio da Luz (LOURENÇO, 2002).

A tabela 5.2 mostra as propriedades da armadura de junta adotadas neste estudo, que se referem às mesmas utilizadas no capítulo 4, considerando que foram usadas como propriedades originais (de referência) os resultados obtidos a partir da aferição.

Tabela 5.2 – Propriedades da armadura de junta utilizadas na análise numérica.

Armadura de junta	
E (MPa)	210.000
σ_y (MPa)	435
$A_{aço}$ (mm ²)	25

5.2.1 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO MODELO PÓRTICO / ALVENARIA

No modelo pórtico / alvenaria (figura 5.1), considerou-se um único elemento estrutural de um edifício residencial com quatro pavimentos em concreto armado preenchido com alvenaria sem função estrutural. No dimensionamento das vigas, adotou-se concreto da classe C35, aço CA 50A, largura igual da parede (14 cm). Conforme Libânio (2003), a altura foi estimada em aproximadamente 10% do comprimento do vão (com verificação das dimensões de acordo com as especificações da NBR 6118 (ABNT, 2003)).

As cargas admitidas para o dimensionamento das vigas equivaleram ao peso próprio (2,10 kN/m), reação das lajes (31 kN/m) e ao peso da parede executada com blocos cerâmicos sem função estrutural com dimensões de 290 cm x 190 cm x 140 cm (como os blocos utilizados no estudo experimental, cujo peso resulta em 4,70 kN/m). Para o dimensionamento dos pilares, considerou-se o método da curvatura aproximada – método aplicável em pilares de seção constante, armadura constante e simetria ao longo do seu eixo e índice de esbeltez ≤ 90 . Assim como nas vigas, adotou-se concreto da classe C35 e aço CA 50A. A figura 5.5 ilustra, de forma simplificada, detalhes da seção transversal das vigas e pilares.

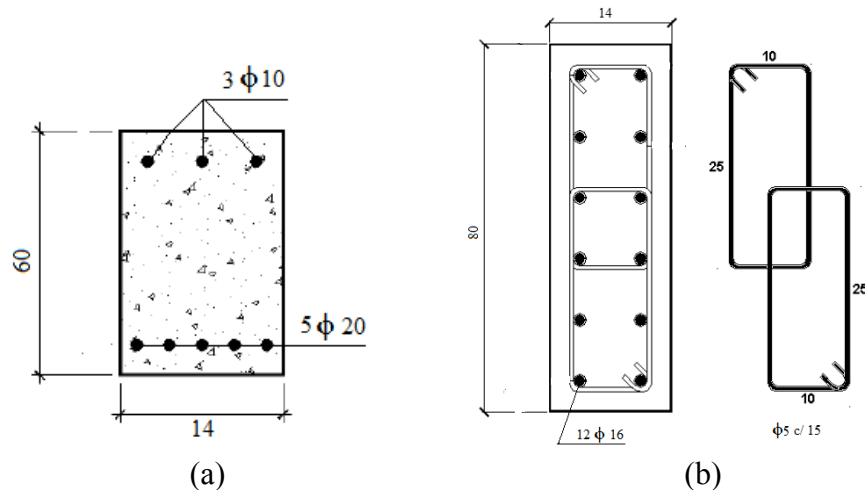


FIGURA 5.5 Detalhamento simplificado da seção retangular dos elementos estruturais: (a) seção retangular das vigas; (b) seção retangular dos pilares.

5.2.2 MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA

Conforme simulação numérica das mini-paredes ensaiadas, as análises foram implementadas, utilizando-se o programa DIANA 9.1. Para a solução dos sistemas de equações não-lineares adotou-se a combinação da estimativa incremental com o método de Newton Raphson e a técnica do comprimento de arco (*arc-length control*). Foi considerada uma modelagem plana com macromodelos em regime não-linear e isotrópico. O carregamento foi aplicado através de sucessivas cargas verticais, ou seja, a aplicação da carga foi implementada pelo método de controle de força (como na análise numérica das mini-paredes ensaiadas). Os carregamentos verticais permanentes (bem como o peso próprio das paredes de alvenaria) foram aplicados nos primeiros passos de carga. As deformações dos elementos estruturais (viga superior e inferior) foram simuladas através de sucessivos carregamentos verticais, incrementados até a ruptura de cada modelo.

No modelo pórtico / alvenaria, consideraram-se cargas maiores na viga superior, a fim de reproduzir o comportamento das paredes quando submetidas ao esforço de flexão no seu plano. Enquanto, nos painéis de alvenaria, consideraram-se cargas apenas na face superior da parede, o que melhor representa o comportamento da alvenaria, após o descolamento entre a parede – viga em virtude da deformação do elemento suporte.

Além disso, como na modelagem das mini-paredes ensaiadas, foram utilizados elementos contínuos para estado plano de tensão. Na discretização da alvenaria e dos elementos

estruturais de concreto foram utilizados elementos quadriláteros isoparamétricos planos de 8 (oito) nós (CQ16M). Para discretização da armadura de junta e da armadura das vigas e pilares foram utilizados elementos de barras lineares (“*bar reinforcement – straight line*”).

No modelo pórtico / alvenaria, as interfaces viga-alvenaria e pilar-alvenaria foram discretizadas por meio do elemento de interface disponível no DIANA e denominado CL12I – elemento de interface utilizado entre duas linhas em configurações bidimensionais, conforme ilustra a figura 5.6. Este elemento suporta compressão na direção normal e cisalhamento na direção tangencial, por meio das rigidezes K_n e K_t , respectivamente, mas pode acarretar dificuldades de convergência. No entanto, os modelos com elementos de interface admitem a separação e o deslizamento na interface parede-viga.

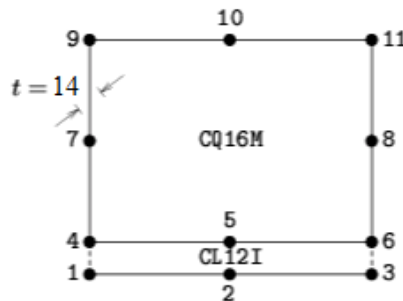


FIGURA 5.6 Exemplo do elemento de interface CL12I utilizado nas interfaces viga-alvenaria e pilar alvenaria (DIANA, 2002).

As figuras 5.7 e 5.8 ilustram as malhas utilizadas nas simulações numéricas do modelo pórtico / alvenaria e dos painéis de alvenaria, respectivamente.

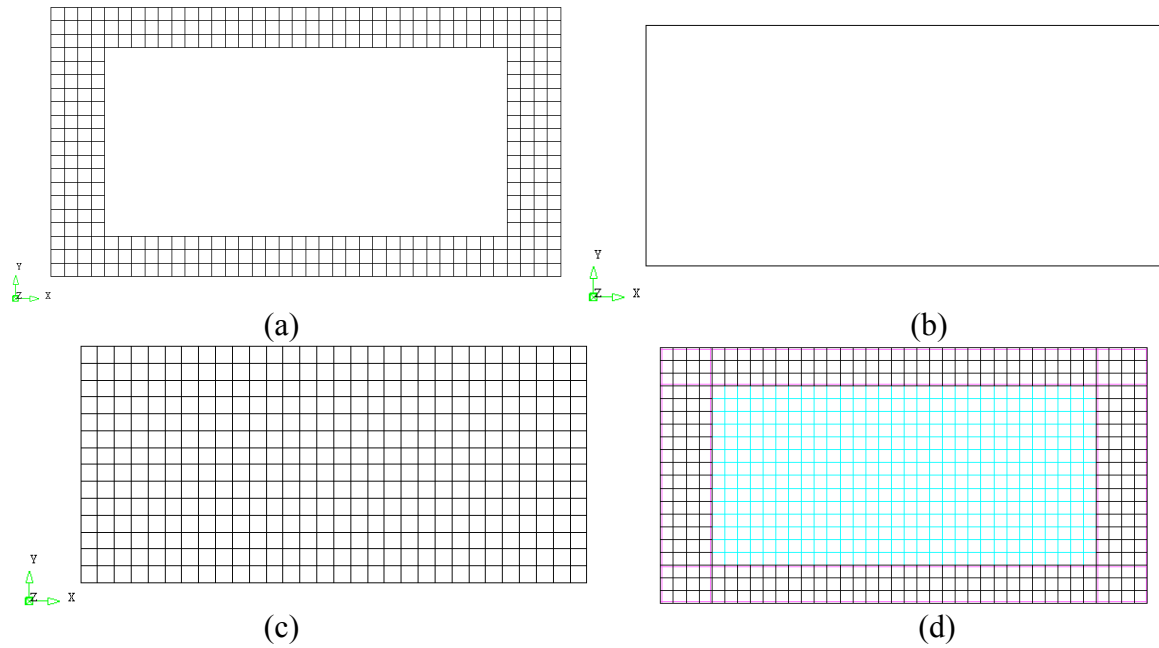


FIGURA 5.7 Malhas de elementos finitos adotadas para discretização do modelo pórtico / alvenaria: (a) pórtico de concreto armado; (b) interface pórtico alvenaria; (c) parede de alvenaria; (d) malha completa.

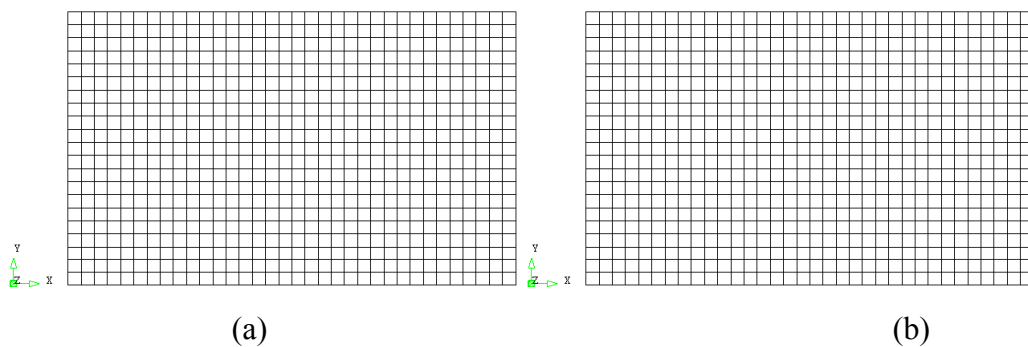


FIGURA 5.8 Malha de elemento finitos adotada para discretização: (a) do painel de alvenaria com 600 cm x 280 cm x 14 cm; (b) do painel de alvenaria com 700 cm x 430 cm x 14 cm.

5.2.3 MODELOS CONSTITUTIVOS

Como na simulação numérica das mini-paredes, para descrever os regimes de tração e compressão dos materiais (alvenaria e concreto), adotou-se a combinação dos critérios de Rankine e Von Mises, respectivamente.

Quanto aos elementos de interface pórtico-alvenaria, foi utilizado o modelo desenvolvido por Lourenço (1996) e implementado no DIANA. Trata-se de um modelo composto, subdividido em três partes, que se referem aos modos de ruptura por atrito, por fissuração e por

esmagamento da interface. Neste modelo, o comportamento da interface é considerado linear até a tensão máxima. A partir deste ponto, há um amolecimento do tipo exponencial. Além disso, o modelo considera o fenômeno da dilatância⁹, que tende a zero com o aumento do deslocamento tangencial e da tensão de confinamento. Na tração, o descolamento se inicia quando se atinge a resistência máxima e o amolecimento ocorre da mesma forma que no cortante. Na compressão, incorpora-se um critério de ruptura elipsoidal e o comportamento é não-linear, tanto antes quanto depois de atingir a tensão máxima (conforme ilustra a figura 5.9).

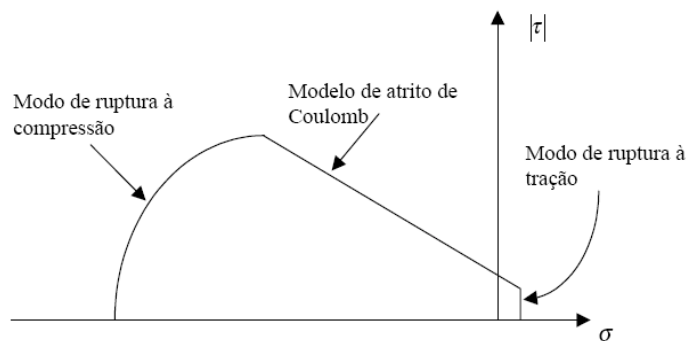


FIGURA 5.9 Modelo geral das interfaces, desenvolvido por Lourenço (1996).

Desta forma, para aplicação do modelo apresentado por Lourenço (1996), verificou-se, também, as observações de Alvarenga (2002), que utilizou o referido modelo na modelagem de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. Alvarenga considerou que, quando existe contato inicial na interface pórtico-alvenaria, pode-se atribuir uma pequena resistência a esforços de tração, devido à aderência entre pórtico e argamassa. A coesão e a resistência tendem a seus valores originais ao aplicar carga inicialmente ao sistema. No entanto, observa Alvarenga que, se o sistema já esteve submetido a outros ciclos de carga, as partes da interface que já ficaram sujeitas a tensões de tração e, conseqüentemente, se separaram em algum momento, já não possuem nenhuma resistência à tração. O mesmo acontece com as partes da interface nas quais já houve o deslizamento. Nesse caso já não há coesão, em virtude da diminuição da rugosidade e da conseqüente regularização da interface.

⁹ “O fenômeno de dilatância no comportamento da alvenaria pode ser atribuído à argamassa e associado a uma tendência de aumento do volume quando a mesma se deforma sob solicitações tangenciais” – (LOURENÇO, 1996).

Acontece o mesmo com o ângulo de dilatação e, inclusive, com ângulo de atrito, ainda que este último não chegue a atingir um valor nulo.

Diante do exposto e das tentativas realizadas nas simulações, neste estudo, as interfaces viga-alvenaria foram modeladas com baixa resistência à tração ($f_t = 0,01$) e ao cisalhamento (coesão (c) = 0,01). Considerou-se como ângulo de atrito interno (α) cuja tangente era 0,75 e ângulo de dilatação nulo. As interfaces pilar-alvenaria foram modeladas com maior resistência à tração, coesão e atrito, a fim de representar a ligação semi-rígida (solução construtiva adotada nas análises).

Quanto às tensões tangenciais, estas foram inicialmente estabelecidas em função das expressões (5.1) e (5.2), recomendadas por Lourenço (1996).

$$k_n = \frac{E_{unid} E_{arg}}{h_{arg} (E_{unid} - E_{arg})} \quad \text{Equação}$$

(5.1)

$$k_t = \frac{G_{unid} G_{arg}}{h_{arg} (G_{unid} - G_{arg})} \quad \text{Equação}$$

(5.2)

Sendo k_n e k_t a rigidez normal e tangencial, respectivamente; E_{unid} e E_{arg} o módulo de elasticidade do bloco e da argamassa, respectivamente; h_{arg} a espessura da junta e, finalmente, G_{unid} e G_{arg} o módulo de cisalhamento do bloco e da argamassa, respectivamente.

Entretanto, os resultados inferidos a partir das equações (5.1) e (5.2) levaram os modelos à ruptura por fissuração dos elementos de interface. Sendo assim, os elementos de interface foram modelados com rigidez infinita.

Quanto às propriedades do concreto, utilizaram-se as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2003), dados obtidos através de análises experimentais disponíveis em publicações e a partir das recomendações de Lourenço (1996).

Considerou-se, com base em resultados experimentais apresentados em publicações científicas, que a resistência à compressão do concreto aos 28 dias era $f_{ck} = 35$ MPa. A partir deste dado e das recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2003), determinaram-se as demais

propriedades do concreto. As expressões e algumas recomendações da referida norma quanto às propriedades são apresentadas a seguir.

- Resistência à tração direta: a NBR 6118 recomenda que, na ausência de dados experimentais, deve-se adotar o valor definido pela equação (5.3):

$$f_t = 0,3(f_{ck})^{2/3} \quad \text{Equação (5.3)}$$

Sendo que a resistência à tração direta do concreto (f_t) corresponde a $0,7f_{t,f}$ ($f_{t,f}$ é a resistência do concreto à tração na flexão). Portanto, neste caso, para a resistência à compressão considerada, tem-se $f_{t,f} = 4,5 \text{ MPa}$.

- Módulo de elasticidade: a referida norma recomenda que, na avaliação do comportamento de um elemento estrutural, seja utilizado o módulo de elasticidade secante, principalmente para a determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço. O valor do módulo de elasticidade secante deve ser definido de acordo com a equação (5.4):

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad \text{Equação (5.4)}$$

Sendo, E_{ci} o módulo de elasticidade tangente inicial e definido a partir da expressão $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$. Portanto, neste caso, tem-se $E_{cs} = 28160 \text{ MPa}$, cujo valor adotado foi de $E_{cs} = 28 \text{ GPa}$.

- Energia de fratura: as energias de fratura à tração e à compressão foram definidas a partir das equações (5.5) e (5.6), respectivamente, apresentadas por Lourenço (1996):

$$G_f = 0.025(2f_t)^{0.7} = 0.116 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Equação (5.5)}$$

$$G_{f_c} = 15 + 0.43f_c - 0.0036f_c^2 = 26 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Equação (5.6)}$$

O resumo dos resultados se encontra na tabela 5.3, assim como as propriedades da alvenaria e da interface pórtico-alvenaria. Vale ressaltar que as propriedades da alvenaria nesta primeira análise são as mesmas definidas para as mini-paredes, após calibração dos resultados experimentais, via simulações numéricas (propriedades originais).

Tabela 5.3 – Propriedades dos materiais utilizadas na análise numérica do modelo pórtico / alvenaria.

Propriedades	Valores	Unidades
Alvenaria (propriedades originais)		
E	1.500	MPa
ν	0,20	-
f_t	0,10	MPa
f_c	0,33	MPa
G_{ft}^1	0,01	N.mm/mm ²
G_{fc}	0,50	N.mm/mm ²
β	0,125	-
Concreto		
E	24.000	MPa
ν	0,15	-
f_t	3,00	MPa
f_c	25,00	MPa
G_{ft}^1	0,087	N.mm/mm ²
G_{fc}	23,50	N.mm/mm ²
β	0,15	-
Interface		
k_n	10^7	MPa/mm
k_t	10^7	MPa/mm
f_t	0,01	MPa
c	0,01	MPa
Φ	0.75	-
Ψ	0	-

Com as propriedades apresentadas na tabela 5.3, tornou-se possível realizar as simulações numéricas no modelo pórtico / alvenaria. Observaram-se, nestas simulações, o processo de evolução das fissuras entre a parede e os elementos estruturais, o valor da carga correspondente ao momento da primeira fissura e a separação entre parede e viga à medida

que o carregamento foi aplicado. Resultados foram analisados, a fim de definir as condições de contorno e o carregamento para os painéis de alvenaria.

Na figura 5.10, apresentam-se apenas os resultados atingidos para um certo nível de carga, tais como, as deformações máximas e mínimas e a deformada total – resultados que melhor auxiliaram nas definições do carregamento e nas condições de contorno dos modelos de painéis de alvenaria.

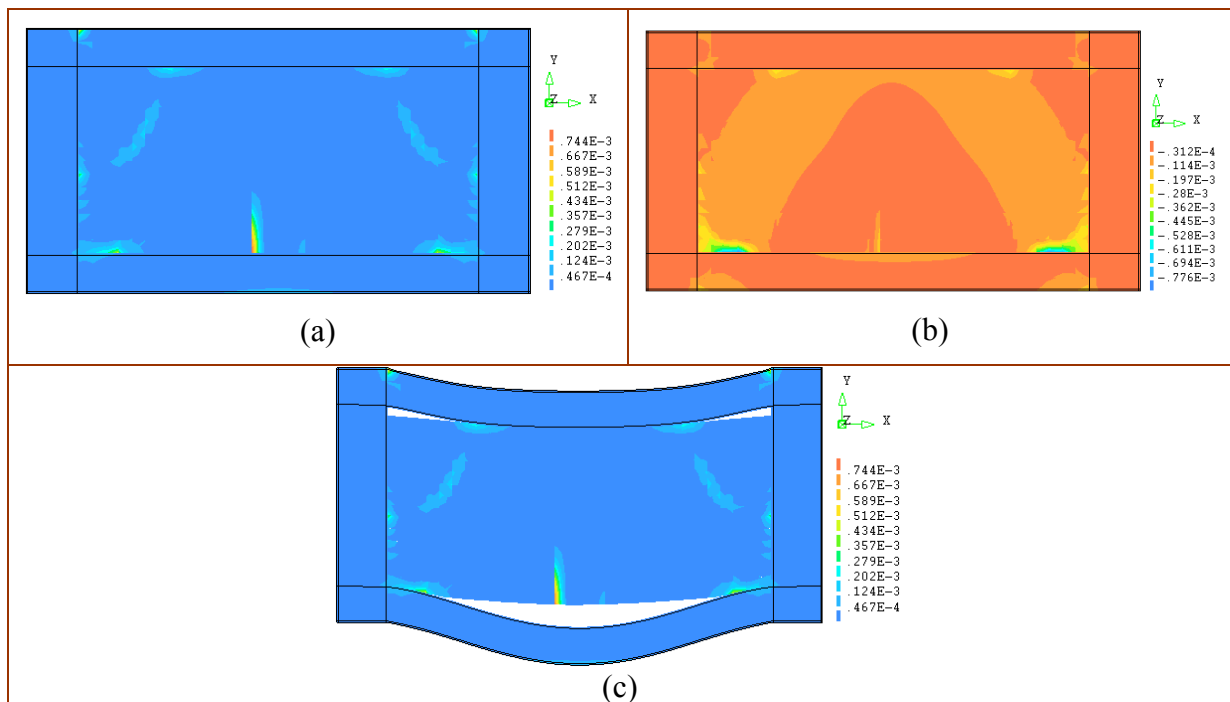


FIGURA 5.10 Resultados da análise numérica do modelo pórtico / alvenaria: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) deformada total.

De acordo com os resultados das várias simulações numéricas realizadas no modelo pórtico / alvenaria, verificou-se que durante a aplicação do carregamento através do controle de força, os pontos localizados na região central da interface viga inferior / alvenaria perdem contato entre si. Enquanto isso, os outros pontos localizados nas regiões extremas desta interface continuam em contato, mas deslizam entre si. Ao contrário, na interface viga superior / alvenaria, os pontos localizados nas regiões extremas perdem contato entre si, enquanto na região central os outros pontos continuam em contato (conforme ilustra a figura 5.10).

Neste caso, considerem-se as observações de Barbosa (2000) quanto às dificuldades em representar as regiões onde ocorrem as não-linearidades de contato, que se referem ao comportamento não linear em virtude das mudanças nas condições de contorno durante o carregamento. Estas condições alteram o comportamento do modelo pórtico / alvenaria a cada

alteração nas propriedades das interfaces, que resultam em mudanças significativas no processo de fissuração e no modo de ruptura do modelo.

“Os problemas em representar a não-linearidade de contato através de simulações numéricas devem-se, principalmente, a duas grandes dificuldades: a primeira é o fato de, muitas vezes, desconhecer-se as regiões onde haverá mudança na condição de contorno, até que ela aconteça; a segunda dificuldade é que, na maioria dos problemas, é necessário considerar o atrito, o que pode ocasionar problemas de convergência (BARBOSA, 2000)”.

Desta forma, a fim de definir as melhores condições de contorno e carregamento que representassem o comportamento do pórtico / alvenaria, considerando apenas os painéis de alvenaria de vedação (objeto de estudo do presente trabalho), foram realizadas simulações numéricas com painéis apoiados ao longo de dimensões equivalentes ao comprimento de três ou dois blocos (entre outras simulações). No entanto, estas simulações não apresentaram resultados satisfatórios em comparação ao modelo pórtico / alvenaria (ver figuras 5.11 e 5.12).

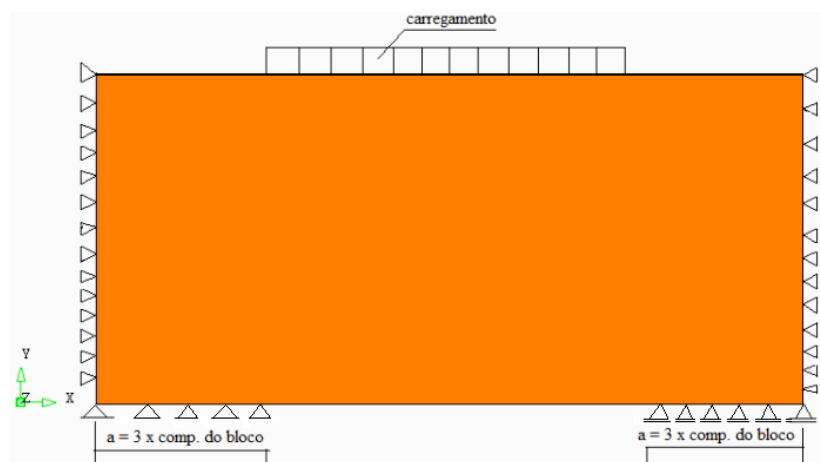


FIGURA 5.11 Painéis de alvenaria com carregamento no meio do vão e apoiados ao longo de dimensões equivalentes ao comprimento de três blocos.

Na figura 5.12, ilustram-se os resultados obtidos para o mesmo nível de carga no painel de alvenaria, considerando as condições de contorno e carregamento apresentados na figura 5.11.

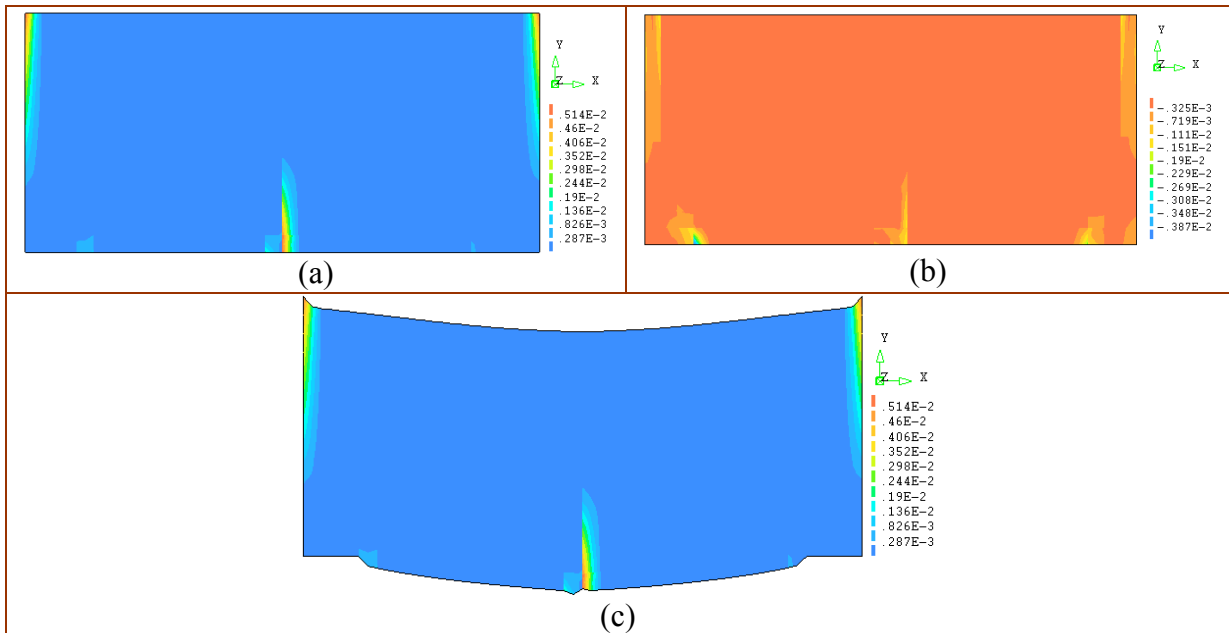


FIGURA 5.12 Resultados da análise numérica do painel de alvenaria apoiado nas duas extremidades ao longo de dimensões iguais ao comprimento de três blocos – mesmo nível de carga do modelo pórtico / alvenaria: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) deformada total.

A figura 5.13 indica as condições de contorno e o carregamento aplicado no painel de alvenaria de vedação com 600 cm (comprimento) x 280 cm (comprimento) x 14 cm (espessura), conforme as dimensões da parede da figura 5.1.

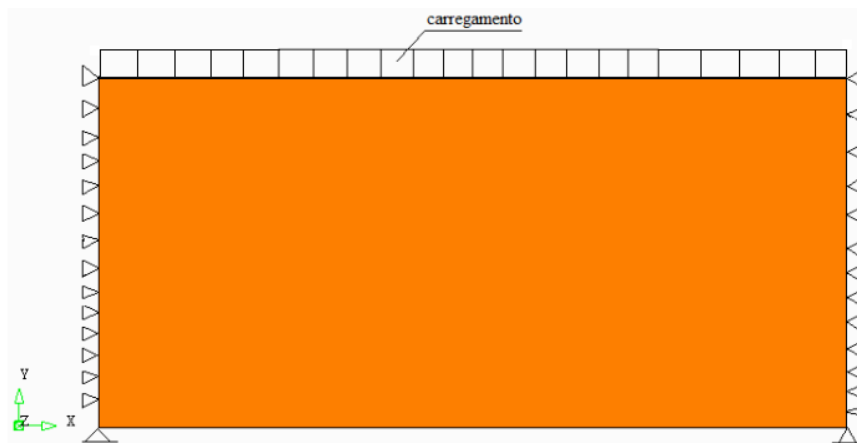


FIGURA 5.13 Carregamento e condições de contorno utilizadas nos painéis de alvenaria.

Na figura 5.14, apresentam-se os resultados obtidos para o mesmo nível de carga no painel de alvenaria, considerando as condições de contorno e carregamento uniformemente distribuído ao longo do painel de alvenaria.

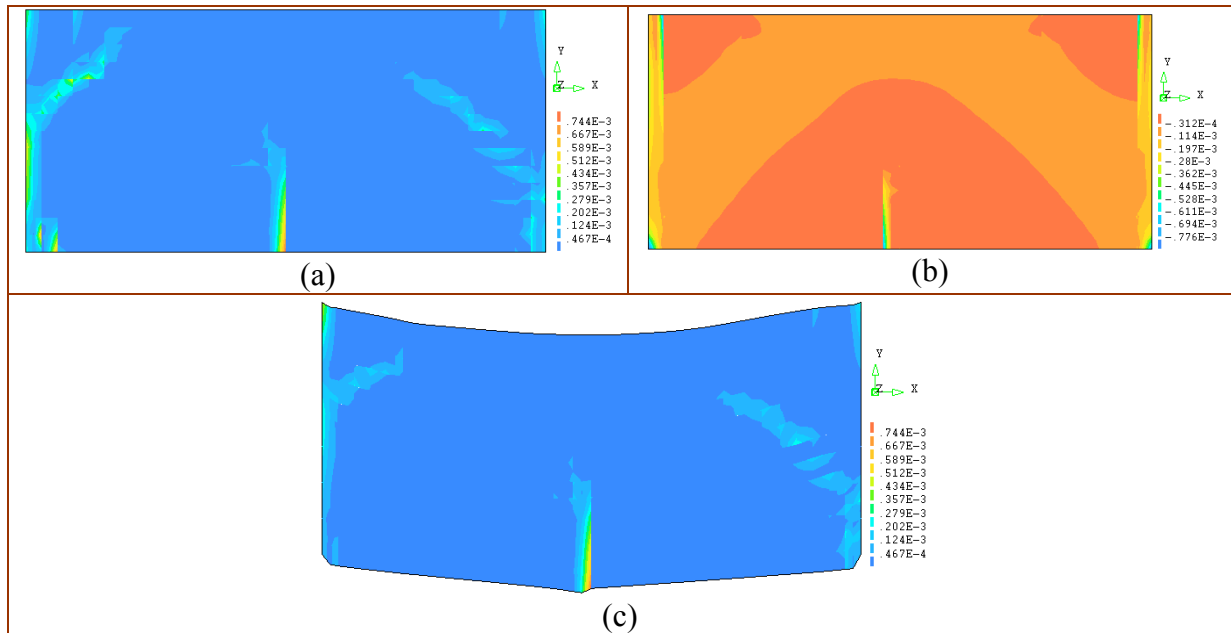


FIGURA 5.14 Resultados da análise numérica do painel de alvenaria no mesmo nível de carga do modelo pórtico / alvenaria: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) deformada total.

Constata-se, através dos resultados apresentados na figura 5.14, que as condições de contorno e carregamento (ilustrados na figura 5.13) melhor representaram o comportamento da alvenaria submetida à flexão. No entanto, observou-se maior concentração de tensões nas laterais em comparação com o modelo pórtico / alvenaria e nas proximidades dos apoios. Tais diferenças se devem às propriedades adotadas para as interfaces pilar-alvenaria, no que se referem ao coeficiente de atrito e coesão. As condições de contorno adotadas nas laterais devem-se ao fato de que estas geraram resultados mais uniformes e melhor representaram o comportamento das paredes classificadas como semi-rígidas¹⁰. A escolha deste sistema baseou-se no objetivo deste estudo - analisar paredes de alvenaria submetidas à *flexão no seu plano*. Além disso, por ser o sistema mais comum nas construções – sistema com menor instabilidade fora do plano (flexão fora do plano) em comparação com o sistema flexível,¹¹ dependendo das dimensões dos panos de alvenaria.

¹⁰Trata-se de uma classificação da alvenaria quanto ao tipo de ligação parede / estrutura. Neste caso, a solução construtiva consiste na inserção de juntas elásticas na face inferior da viga e colocação de ligadores de topo (por exemplo, ferro cabelo) entre a alvenaria e o pilar (figura 2.9 – capítulo 2).

¹¹ Solução construtiva que consiste na inserção de juntas elásticas (lateral e superiormente) entre os elementos estruturais e a parede de alvenaria (figura 2.8 – capítulo 2).

Quanto aos apoios, foram adotados painéis biapoiados (apoios somente nas extremidades), considerando que estas condições de contorno, além de melhor representarem o comportamento pórtico / alvenaria, tratam da pior situação quando a parede de alvenaria comporta-se como uma viga submetida à flexão.

As simulações foram realizadas em painéis de alvenaria sem os elementos estruturais em virtude da velocidade de processamento e convergência deste modelo via método computacional – maior velocidade em relação ao modelo pórtico / alvenaria.

Diante destas simulações, tornou-se possível analisar o painel de alvenaria (ilustrado na figura 5.13) com diferentes dimensões, propriedades mecânicas e elásticas, cujos resultados são apresentados no item a seguir.

5.3 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS NOS PAINÉIS COM 6,0 m DE COMPRIMENTO

Neste item, apresentam-se os resultados do estudo paramétrico dos painéis (sem e com reforço) com 600 cm de comprimento e relação H/L igual a 0,47. Os resultados são apresentados através da curva carga-deslocamento do nó central, também, para alguns painéis, apresentam-se a distribuição de tensões principais, deformações principais e o modo de ruptura, a fim de verificar a influência das propriedades elásticas e da resistência mecânica nos painéis sem e com armadura.

Nos gráficos 5.1 e 5.2, apresentam-se as curvas carga-deslocamento correspondentes a cada um dos módulos e resistências mecânicas analisados (tabela 5.1) para os painéis de alvenaria sem e com armadura de junta, respectivamente. Em todos os casos, a rigidez inicial se manteve semelhante para os diferentes módulos de deformação. No entanto, como era de se esperar, à medida que o carregamento aumentava, os deslocamentos dos nós centrais (flecha a meio vão) tornavam-se inversamente proporcionais aos módulos de deformação de cada painel sem ou com armadura de junta. Conforme observações de Medeiros (1999), quanto maior o módulo de deformação, menor a capacidade tem a parede de se deformar e mais elevado será o nível de tensões internas solicitantes.

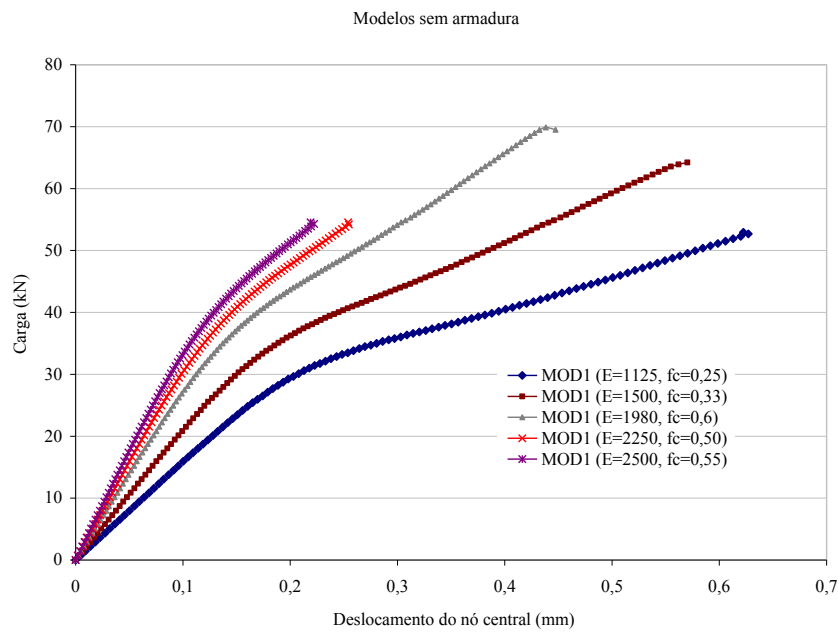


Gráfico 5.1 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria sem armadura de junta (MOD1) com 6,0 m de comprimento (H/L = 0,45).

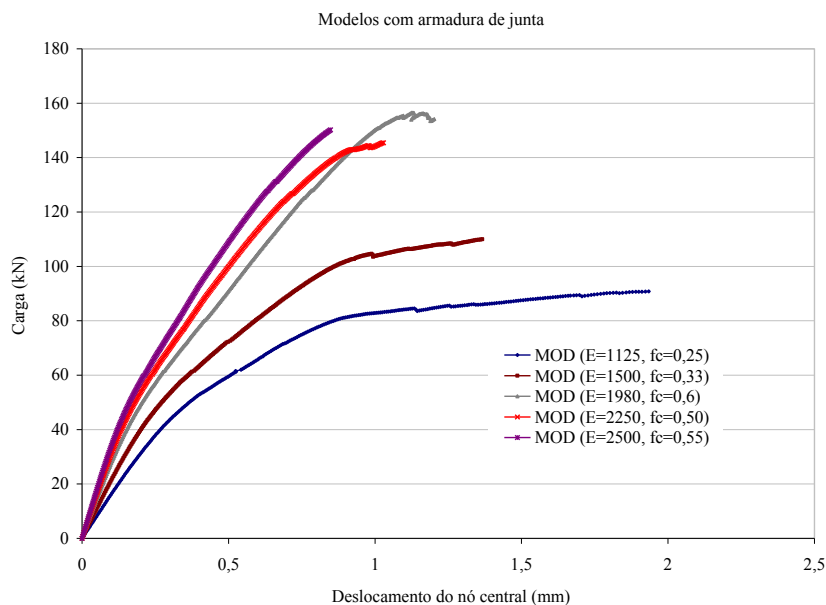


Gráfico 5.2 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria com armadura de junta (MOD_REF) com 6,0 m de comprimento (H/L = 0,45).

Quanto aos painéis reforçados com armadura de junta, a diferença (maior distância) entre as curvas *carga x flecha central* torna-se significativa, a partir do módulo de deformação igual a

1.980 MPa. Conclui-se, através do gráfico 5.2, que para módulos iguais ou superiores a 1.980 MPa, o painel de alvenaria (em análise) apresenta maior capacidade resistente, porém menor capacidade de se deformar em comparação aos demais painéis com menores módulos. No entanto, apresentam resistência e deformabilidade superiores aos valores obtidos nos *painéis sem armadura*.

Estes resultados, com base na análise da distribuição de tensões e deformações principais em cada caso, devem-se ao fato de que as armaduras de junta aumentam a capacidade resistente da alvenaria à tração, assim como, “retardam” a formação de fissuras de corte. Desta forma, como observado nas análises das mini-paredes (capítulo 4), formam-se micro-fissuras na região central dos painéis reforçados, com evolução destas fissuras ao longo de toda a região inferior da alvenaria (não se concentram no meio do vão como no modelo sem reforço). Em seguida, em função da propagação de tensões de compressão na direção dos apoios (efeito arco) e do tipo de ligação pilar-alvenaria adotada (semi-rígida), observa-se abertura de fissuras de corte. Uma vez associadas às fissuras pré-existentes, provocam redução na rigidez do modelo e consequente ruptura.

Ao contrário, nos painéis sem armadura, as primeiras fissuras (em virtude da tração por flexão) surgem na região central e se propagam ao longo desta região à medida que o carregamento é aplicado, o que leva ao aumento da largura das fissuras pré-existentes no meio do vão e, conseqüentemente, à ruptura do painel de alvenaria.

Além das fissuras na região central do painel em virtude dos esforços de tração, surgem fissuras nas laterais em função da condição de contorno adotada, a fim de representar o sistema semi-rígido. Nas simulações realizadas no modelo pórtico / alvenaria, tais fissuras também foram observadas, considerando-se que, à medida que as vigas se deformavam, ocorria o deslizamento dos elementos de interface pilar-alvenaria. Esse fator contribuiu para o surgimento de fissuras nesta região. Conforme observações de Nascimento (2004), qualquer que seja o material estrutural, é possível indicar alguns fatores que predominantemente contribuem para a fissuração, sendo um deles a fixação da alvenaria nos elementos estruturais, principalmente quando se trata de vãos com grandes dimensões.

A seguir, apresentam-se as curvas *carga x deslocamento do nó central* e os resultados obtidos para o módulo igual a 1.125 MPa, 1.500 MPa e 2.250 MPa, que correspondem a 0,75; 1 e 1,5 vezes às propriedades originais, respectivamente. Apresentam-se, também, as deformações principais máximas, as tensões principais mínimas, a deformada total e o modo de ruptura destes modelos (sem e com reforço), a fim de demonstrar as observações acima consideradas.

O gráfico 5.3 mostra a curva *carga x deslocamento do nó central* para os painéis sem e com armadura de junta para o módulo igual a 1.125 MPa e resistência à compressão $f_c = 0,25$ MPa (propriedades que correspondem 0,75 vezes às propriedades originais).

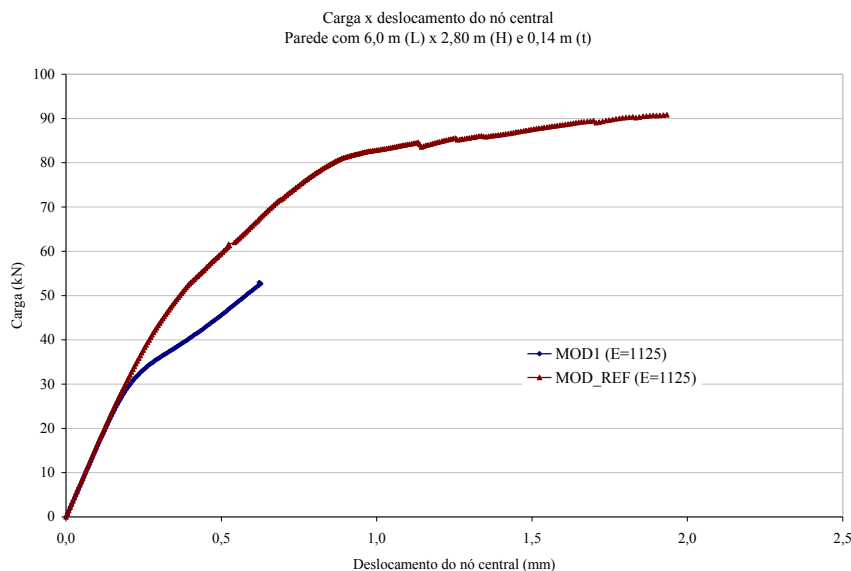


Gráfico 5.3 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 1.125$ MPa e $f_c = 0,25$ MPa.

Na figura 5.15, ilustram-se as deformações principais máximas, as tensões principais mínimas, a deformada total e o modo de ruptura deste modelo (sem e com reforço).

Verifica-se que, no painel sem armadura para $E = 1.125$ MPa, a ruptura ocorre quando surgem as primeiras fissuras no meio do vão. No painel com reforço, as fissuras se distribuem ao longo desta região. Além disso, as deformações e tensões principais atingem níveis superiores nos painéis reforçados, comprovando que a armadura aumenta a capacidade resistente da alvenaria à tração. Conforme se observa, no gráfico 5.3, a ruptura do modelo sem armadura é frágil com menor flecha no meio do vão em comparação ao modelo com reforço, como esperado.

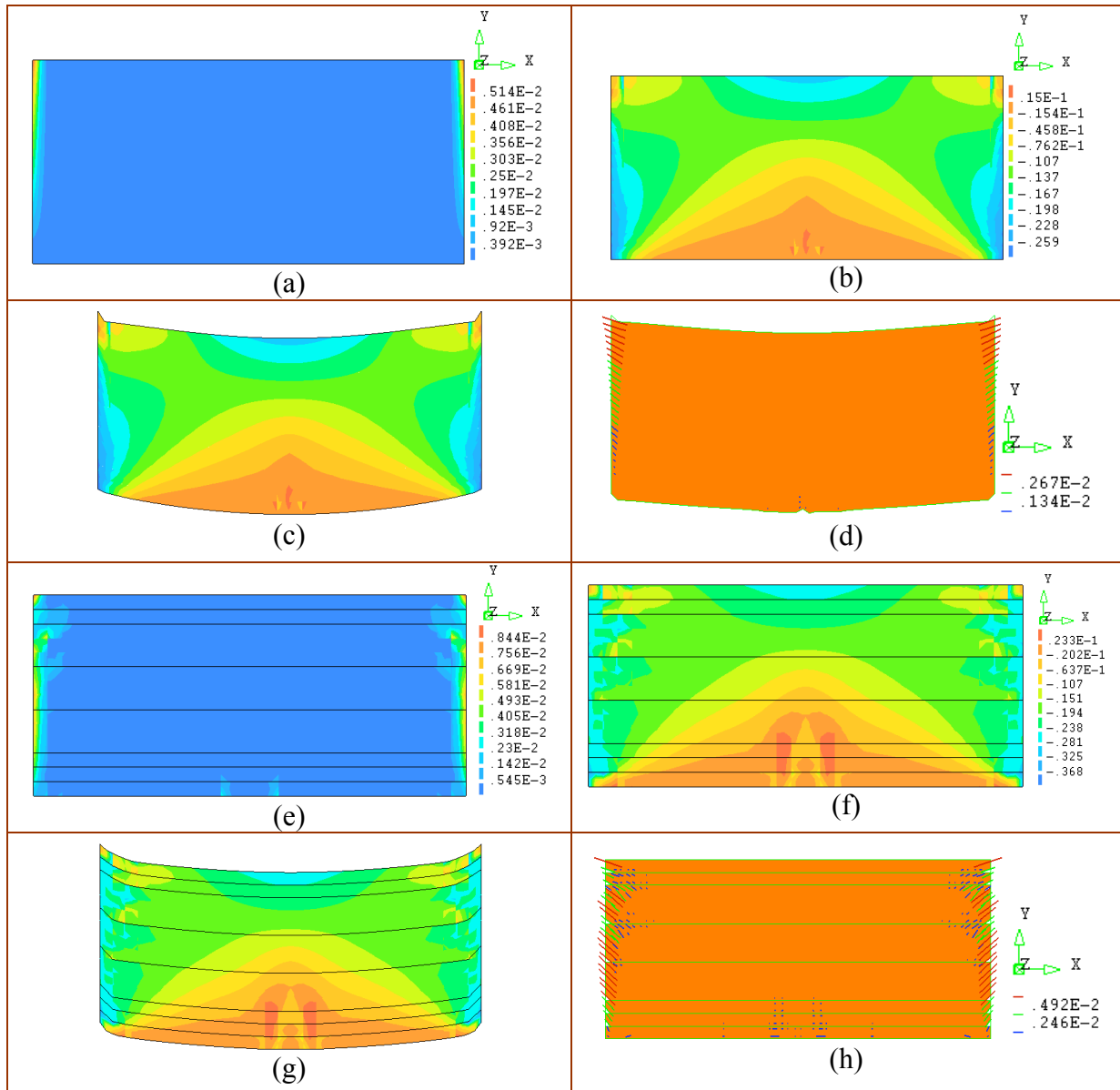


FIGURA 5.15 Resultados dos modelos sem e com armadura para a *carga de ruptura* dos modelos MOD1 e MOD_REF, respectivamente, com $E = 1.125 \text{ MPa}$: (a) e (e) deformação principal máxima; (b) e (f) tensão principal mínima; (c) e (g) deformada total; (d) e (h) modo de ruptura (Unidades em Newton e milímetro).

No gráfico 5.4, apresenta-se a curva *carga x deslocamento do nó central* para os painéis sem e com armadura de junta para o módulo igual a 1.500 MPa e resistência à compressão $f_c = 0,33 \text{ MPa}$ (propriedades originais – obtidas a partir da calibração dos resultados experimentais, via simulações numéricas).

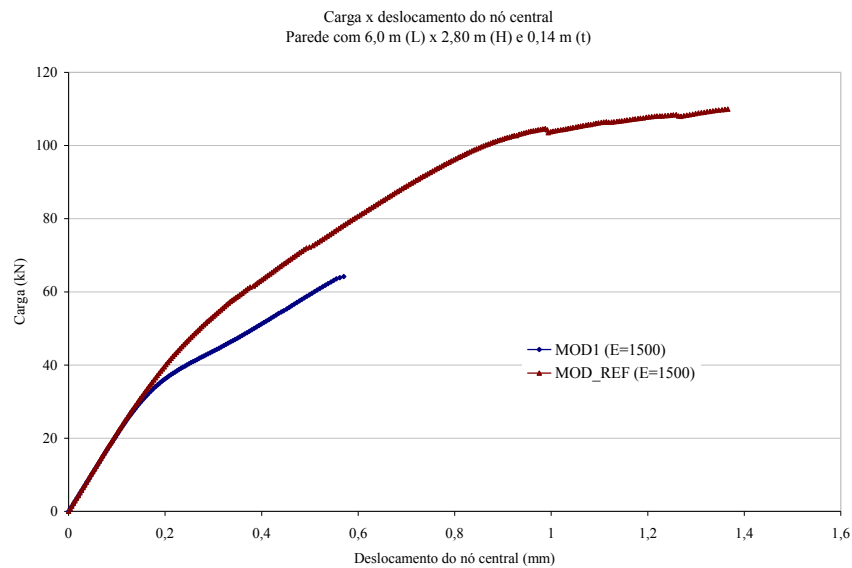


Gráfico 5.4 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 1.500 \text{ MPa}$ e $f_c = 0,33 \text{ MPa}$.

Constata-se, através do gráfico 5.4, que no modelo com reforço a alvenaria apresenta maior capacidade resistente e de se deformar. Resultado observado em todos os modelos analisados nos quais foram considerados diferentes módulos de deformação e resistência à compressão. Além disso, em ambos os modelos (sem e com armadura), a primeira fissura no meio do vão surge para o mesmo nível de carga e flecha central. No entanto, a partir deste instante, verificam-se mudanças consideráveis no comportamento da alvenaria. Nos gráficos 5.3 e 5.4, estas mudanças caracterizam-se pelo maior intervalo (maior distância) entre as curvas dos modelos sem e com armadura, a partir do instante em que o comportamento da alvenaria deixa de ser linear (fim do trecho linear no gráfico). Momento em que os deslocamentos se tornam maiores, o que leva a alvenaria sem reforço à ruptura, em função de sua baixa resistência à tração.

Na figura 5.16, ilustram-se as deformações principais máximas, tensões principais mínimas, a deformada total e o modo de ruptura deste modelo (sem e com reforço) para $E = 1.500 \text{ MPa}$ – propriedades originais.

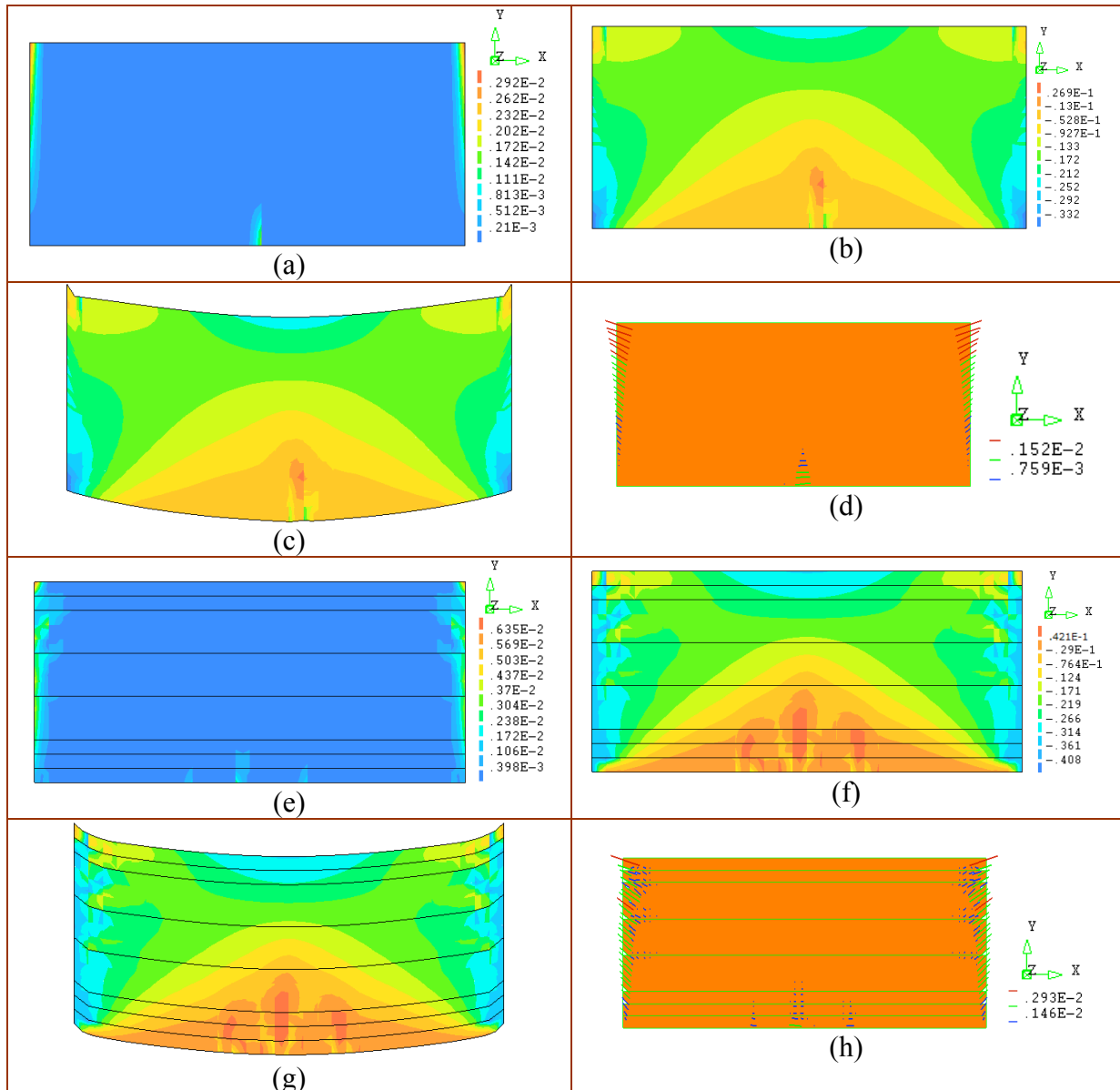


FIGURA 5.16 Resultados dos modelos sem e com armadura para a *carga de ruptura* dos modelos MOD1 e MOD_REF, respectivamente, com $E = 1.500$ MPa: (a) e (e) deformação principal máxima; (b) e (f) tensão principal mínima; (c) e (g) deformada total; (d) e (h) modo de ruptura (Unidades em Newton e milímetro).

Compreenda-se que, para $E = 1.500$ MPa e $f_c = 0,33$ MPa, as tensões principais mínimas de compressão são superiores aos resultados obtidos no modelo com $E = 1.125$ MPa. Estes resultados mostram a influência da resistência à compressão no comportamento da alvenaria (sem e com reforço). No entanto, as deformações principais máximas são superiores no modelo com $E = 1.125$ MPa. Assim, observa-se que os painéis com menor módulo de deformação apresentam maiores flechas no meio do vão (maior capacidade da alvenaria de se deformar). Porém, apresentam menor resistência à compressão. Tal fato, leva os painéis sem

armadura à ruptura por tração, cisalhamento (em função da propagação de tensões na direção dos apoios e do tipo de ligação pilar-alvenaria) e esmagamento da alvenaria de forma precoce, em comparação com os modelos reforçados.

No gráfico 5.5, apresenta-se a curva *carga x deslocamento do nó central* para os painéis sem e com armadura de junta para o módulo igual a 2.250 MPa e resistência à compressão $f_c = 0,50$ MPa (propriedades que correspondem a 1,5 as propriedades originais).

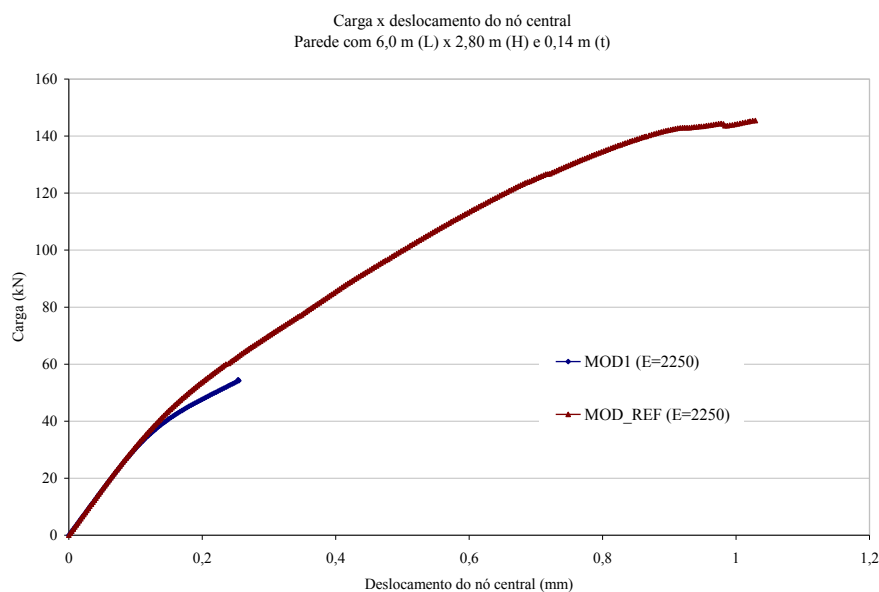


Gráfico 5.5 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 2.250$ MPa e $f_c = 0,50$ MPa.

Conforme observações anteriores, a partir das propriedades analisadas neste estudo, a alvenaria apresenta menor capacidade de se deformar à medida que se aumenta o módulo de deformação. No entanto, apresenta maior capacidade resistente, principalmente nos modelos com reforço. Além disso, verificou-se que a ruptura por esmagamento dos cantos inferiores é tardia em comparação aos estudos com módulos inferiores a 2.250 MPa. Tal fato pode ser justificado pela presença da armadura de junta que, além de aumentar a capacidade resistente da alvenaria à tração, “retarda” a propagação de tensões na direção dos apoios (efeito arco).

Na figura 5.17, ilustram-se as deformações principais máximas, tensões principais mínimas, a deformada total e o modo de ruptura deste modelo (sem e com reforço) para $E = 2.250$ MPa – 1,5 vezes as propriedades originais.

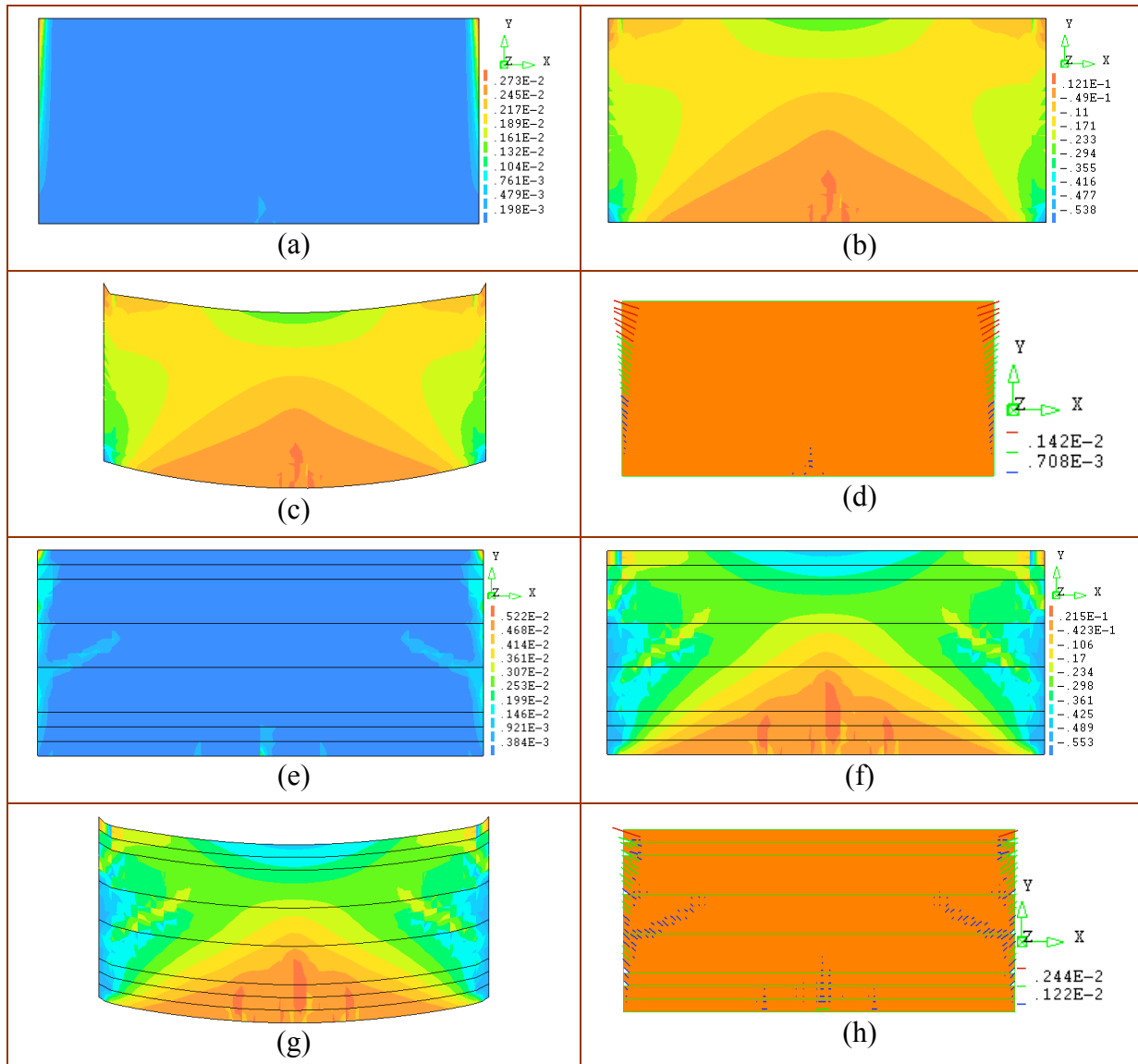


FIGURA 5.17 Resultados dos modelos sem e com armadura para a *carga de ruptura* dos modelos MOD1 e MOD_REF, respectivamente, com $E = 2.250 \text{ MPa}$: (a) e (e) deformação principal máxima; (b) e (f) tensão principal mínima; (c) e (g) deformada total; (d) e (h) modo de ruptura (Unidades em Newton e milímetro).

Estes resultados mostram a influência da resistência à compressão no comportamento da alvenaria submetida à flexão no seu plano. Considera-se que, além dos esforços de tração, há o efeito arco que provoca concentração de tensões de compressão nos apoios e na região central superior do painel.

Assim, pode-se concluir que para menores módulos de deformação, a armadura de junta contribui de forma significativa no processo de fissuração e na capacidade resistente da alvenaria submetida à flexão. Nos painéis sem armadura, a ruptura é precoce e ocorre, principalmente, em virtude da propagação das fissuras a meio vão. Nos painéis com armadura

de junta, a ruptura ocorre para valores de carga e deslocamento superiores, porém em virtude do efeito arco associado às fissuras pré-existentes.

A seguir, apresentam-se os gráficos dos demais módulos e resistência à compressão analisados, que correspondem a $E = 1.980 \text{ MPa}$ (resultado obtido a partir da resistência dos testes experimentais e do Projeto de Norma ABNT/CB-CB-02, 2007) e $E = 2.500 \text{ MPa}$ (valor máximo do módulo de deformação segundo ABCI (1980)).

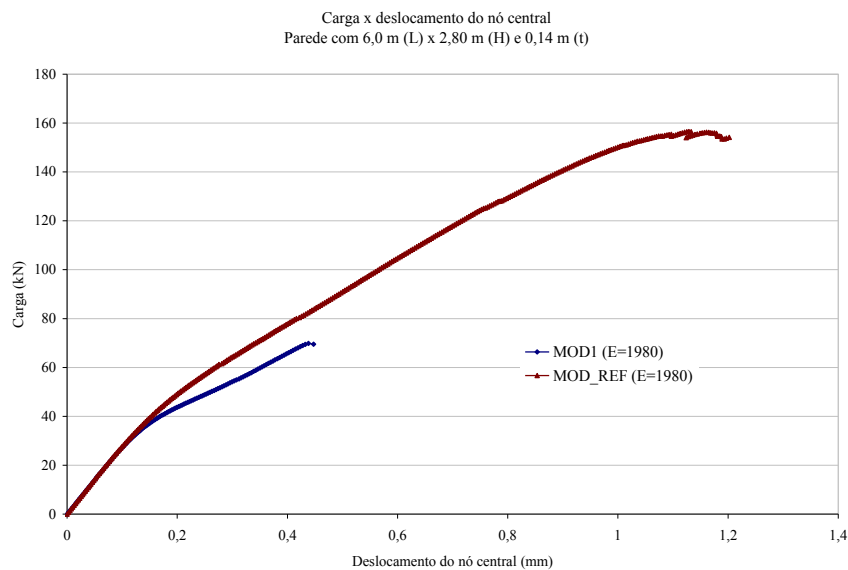


Gráfico 5.6 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 1.980 \text{ MPa}$ e $f_c = 0,60 \text{ MPa}$.

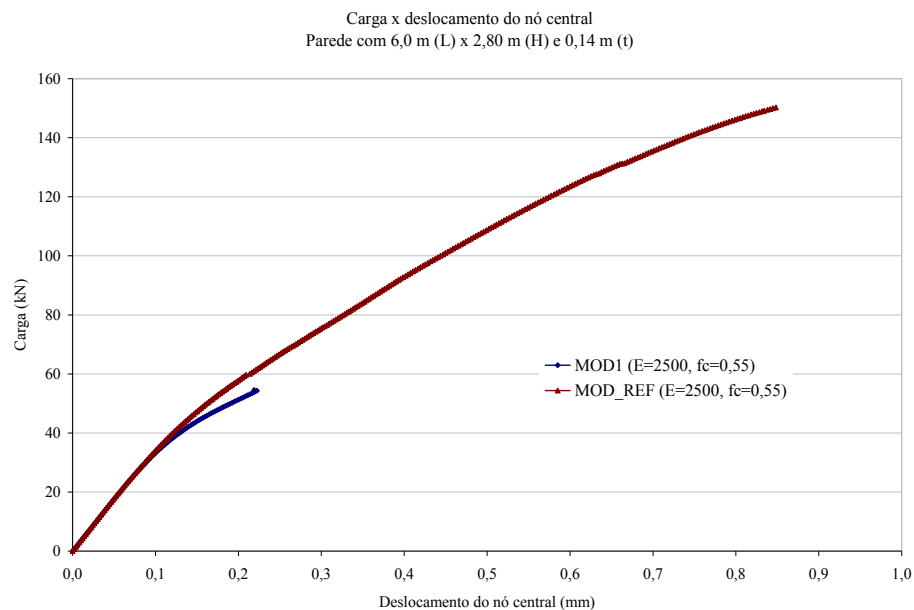


Gráfico 5.7 Curva carga x deslocamento do nó central dos painéis de alvenaria sem (MOD1) e com armadura de junta (MOD_REF) para $E = 2.500 \text{ MPa}$ e $f_c = 0,55 \text{ MPa}$.

Torna-se importante considerar que, geralmente, as alvenarias de vedação se encontram confinadas, portanto os resultados apresentados em ambos os painéis (sem e com armadura de junta) podem ser superiores aos obtidos neste estudo em decorrência dos modelos adotados para a realização das simulações numéricas diante dos objetivos do trabalho. Além disto, consideraram-se painéis de alvenaria biapoiados, o que aumentou a concentração de tensões de compressão nos cantos inferiores, efeito que pode levar o modelo à ruptura antes de outros modelos nos quais os painéis se encontram apoiados ao longo de um comprimento equivalente a três blocos. No entanto, conforme as observações apresentadas no início deste capítulo, as condições de contorno e os carregamentos adotados foram os que melhor representaram o comportamento da alvenaria de vedação quando esta se comporta como uma viga submetida à flexão.

A seguir, apresenta-se o estudo paramétrico do painel de alvenaria com dimensões de 700 cm (comprimento) x 430 cm (altura) x 20 cm (espessura), cujos resultados são mostrados na forma de curvas de comportamento carga x deslocamento do nó central.

5.4 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS NOS PAINÉIS COM 7,0 m DE COMPRIMENTO

Neste item, apresentam-se os resultados dos modelos sem e com reforço dos painéis de alvenaria com 700 cm de comprimento e relação H/L igual a 0,61. Neste estudo paramétrico, foram considerados os seguintes módulos 1.125 MPa, 1.500 MPa e 2.250 MPa, que tratam dos valores definidos a partir dos resultados obtidos no capítulo 4 (valores utilizados como referência). Eles correspondem a 0,75; 1 e 1,5 vezes às propriedades originais, respectivamente.

Os resultados serão apresentados na forma de curvas cargas x deslocamentos do nó central para análise das influências das propriedades no comportamento da alvenaria sem e com reforço deste modelo. Em seguida, serão comparados os resultados dos painéis com 600 cm de comprimento com os obtidos neste estudo, a fim de avaliar o efeito da relação altura / comprimento (H/L) no comportamento da alvenaria sem e com armadura de junta.

Nos gráficos 5.8 e 5.9, apresentam-se as curvas força-deslocamento correspondentes a cada um dos módulos e respectivas resistências mecânicas analisadas para os painéis de alvenaria sem e com armadura de junta, respectivamente. Em todos os casos, assim como nos painéis de alvenaria com 600 cm de comprimento e relação H/L igual a 0,45, a rigidez inicial se manteve semelhante para os diferentes módulos de deformação. No entanto, à medida que o

carregamento aumentava, os deslocamentos dos nós centrais (flecha a meio vão) tornavam-se inversamente proporcionais aos módulos de deformação de cada painel sem ou com armadura de junta – maior módulo de deformação, menor capacidade da alvenaria de se deformar.

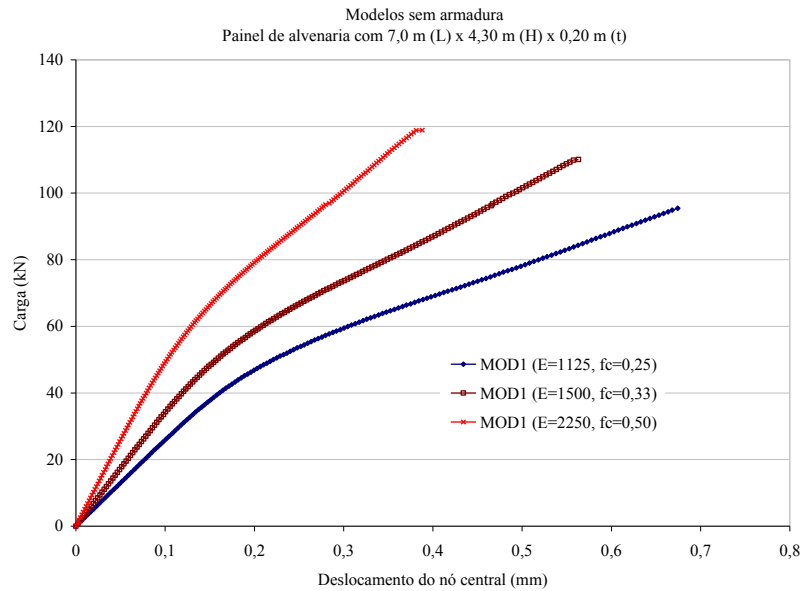


Gráfico 5.8 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria sem armadura de junta (MOD1) com 7,0 m de comprimento ($H/L = 0,61$).

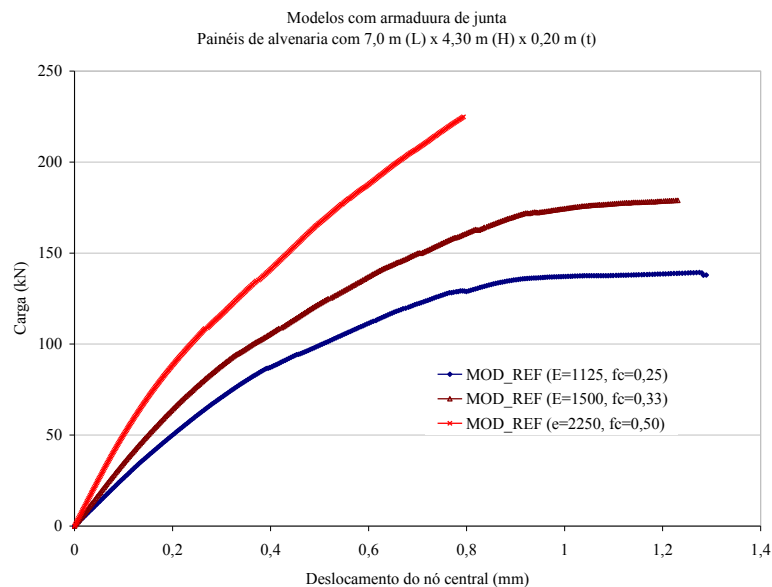


Gráfico 5.9 Curva carga x deslocamento do nó central para diferentes módulos de deformação e resistência à compressão – painel de alvenaria com armadura de junta (MOD_REF) com 7,0 m de comprimento ($H/L = 0,61$).

No entanto, conclui-se, através dos gráficos 5.8 e 5.9 que os painéis de alvenaria com armadura de junta apresentam flechas centrais aproximadamente duas vezes maiores do que as flechas obtidas nos painéis sem armadura, assim como apresentam maior capacidade resistente.

Quanto aos painéis sem armadura, verifica-se, também, que a capacidade resistente da alvenaria aumenta para módulos de deformação maiores. Considera-se que, nestes casos, a resistência à compressão da alvenaria é maior. Conseqüentemente, o esmagamento dos blocos próximos aos cantos inferiores em virtude da propagação de tensões na direção dos apoios (efeito arco) ocorre de forma tardia, em comparação com os painéis com menores módulos – mesmos resultados obtidos nos painéis com 6,0 m de comprimento e ($H/L = 0,45$). Além disso, verificou-se que nestes modelos a ruptura da alvenaria ocorre antes do surgimento de fissuras de tração por flexão.

Na figura 5.18, apresentam-se as curvas *carga x deslocamento do nó central* para os painéis sem e com armadura de junta para cada um dos módulos e respectivas resistência à compressão analisada.

Através desta figura e dos resultados das simulações numéricas (distribuição de tensões e deformações principais), é certo que em ambos os modelos (sem e com armadura), as primeiras fissuras no meio do vão surgem para o mesmo nível de carga e flecha central, assim como, nos painéis com 6,0 m de comprimento. Da mesma forma, a partir deste instante, há mudanças consideráveis no comportamento da alvenaria – que se caracterizam pelo maior intervalo (maior distância) entre as curvas dos modelos (maior perda de rigidez nos modelos sem armadura e menor capacidade da alvenaria de se deformar, característica dos materiais “quasi” frágeis).

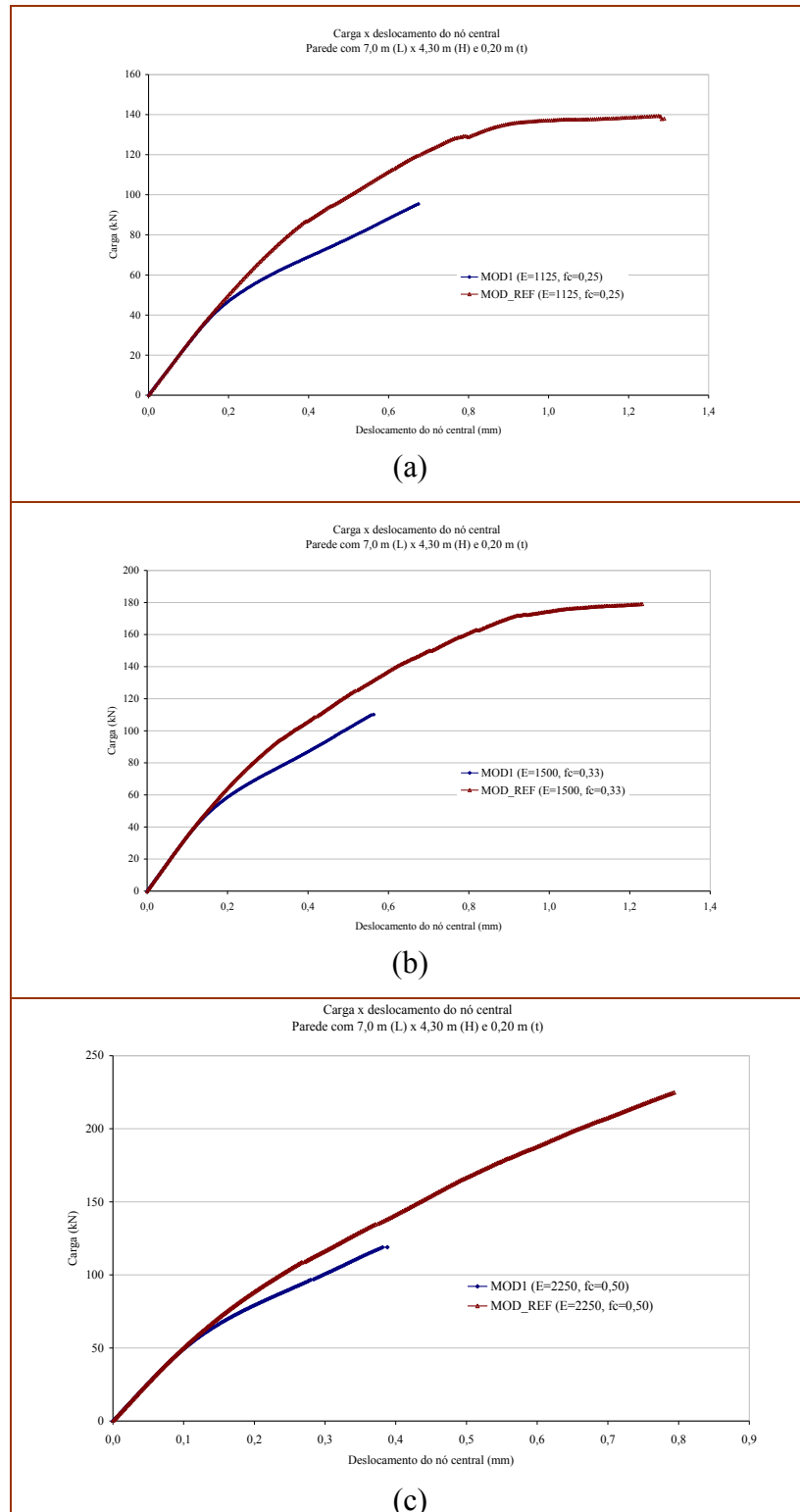


FIGURA 5.18 Curvas carga x deslocamento do nó central dos painéis sem e com armadura (MOD1 e MOD_REF): (a) $E = 1.125 \text{ MPa}$, $f_c = 0,25 \text{ MPa}$; (b) $E = 1.500 \text{ MPa}$, $f_c = 0,33 \text{ MPa}$; (c) $E = 2.250 \text{ MPa}$, $f_c = 0,50 \text{ MPa}$.

Assim, observa-se que os painéis com 700 cm de comprimento apresentaram resultados semelhantes aos dos painéis com 600 cm no que se refere às curvas cargas-deslocamento, que cresciam monotonicamente até a carga correspondente ao surgimento das primeiras fissuras no meio do vão. De forma equivalente, a capacidade da alvenaria de se deformar diminuía à medida que se aumentava o módulo de deformação. Ao contrário, a capacidade resistente aumentava.

Quanto ao modo de ruptura, observou-se que, nos modelos sem armadura com maior módulo de deformação, a ruptura ocorreu por fissuração no meio do vão. Enquanto que, nestes mesmos modelos, para menores módulos de deformação e resistência à compressão, a ruptura ocorreu por tração e esmagamento nas regiões próximas aos apoios (efeito arco).

Quanto aos painéis com armadura de junta, observou-se o mesmo comportamento. No entanto, constatou-se que as armaduras de junta aumentam a capacidade resistente da alvenaria à tração, bem como, “retardam” a formação do efeito arco. A princípio, formam-se microfissuras na região central dos painéis reforçados, com evolução destas ao longo de toda a região inferior da alvenaria. Em seguida, em função do efeito arco, observa-se abertura de fissuras de corte que, associadas às fissuras pré-existentes em virtude da ligação semi-rígida, provocam redução na rigidez do modelo e consequente ruptura.

5.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO ALTURA / COMPRIMENTO (H/L)

Para avaliar o efeito da relação altura / comprimento (H/L) no comportamento dos painéis de alvenaria sem e com armadura, utilizaram-se os resultados dos painéis com H/L igual a 0,45 e 0,61; analisados quanto às propriedades elásticas e resistência mecânica nos itens anteriores. Para fins de avaliação do parâmetro e comparação com os resultados experimentais (cuja relação H/L é igual a 0,35), foram utilizadas as mesmas propriedades da alvenaria descritas na tabela 5.2, ou seja, resultados obtidos através da aferição das propriedades experimentais, via simulações numéricas, nos quais $E = 1.500 \text{ MPa}$.

Os resultados das análises foram sintetizados nas curvas cargas-deslocamento, apresentados nos gráficos 5.10 e 5.11.

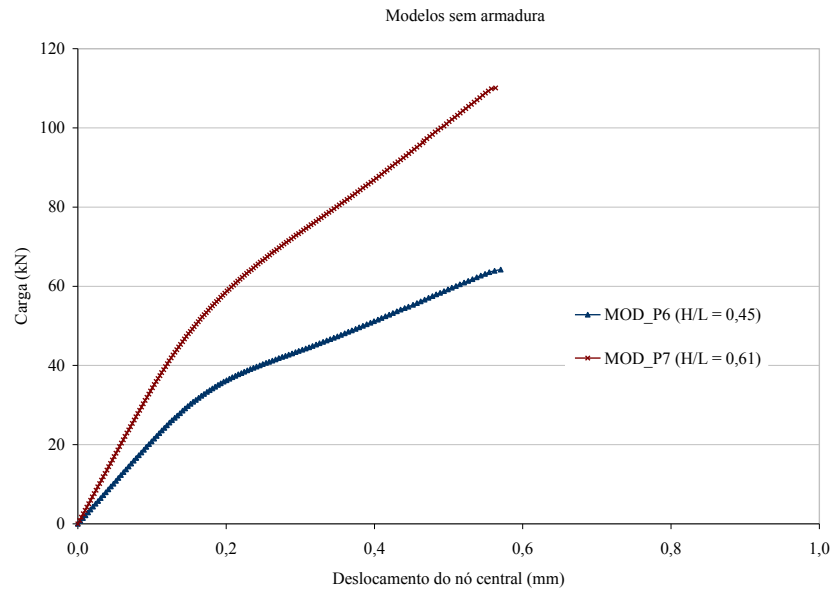


Gráfico 5.10 Curva carga x deslocamento do nó central para duas relações altura / comprimento (H/L) – modelos sem armadura.

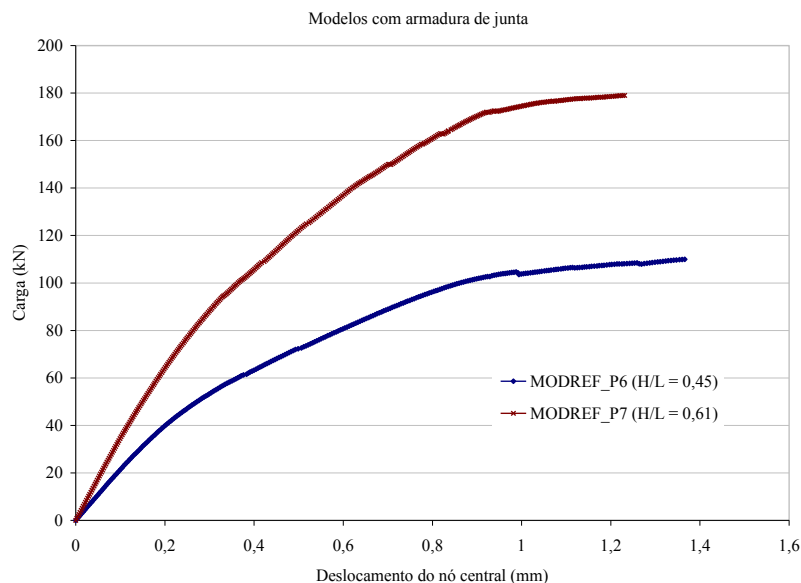


Gráfico 5.11 Curva carga x deslocamento do nó central para duas relações altura / comprimento (H/L) – modelos com armadura de junta.

Nota-se que, nos modelos sem ou com armadura, quanto maior a relação H/L, menor a carga de fissuração da alvenaria. Quanto aos deslocamentos no meio do vão (flecha central) na carga de ruptura, praticamente não variaram em ambos os modelos. No entanto, quanto maior a relação H/L, maior a capacidade resistente da alvenaria.

Entretanto, trata-se apenas de dois modelos analisados para diferentes relações H/L, números insuficientes para concluir que este comportamento é sempre o mesmo como nos casos

considerados. Assim, os resultados foram comparados com os obtidos no capítulo 4, cuja relação H/L dos modelos é igual a 0,35. Os modelos adotados foram o modelo sem armadura (MOD1) e o modelo com armadura a cada duas juntas horizontais (MOD2) – modelo que melhor representa a distribuição de armadura adotada neste estudo. Os resultados indicaram menor carga de fissuração da alvenaria e menor capacidade resistente em comparação com os modelos analisados neste item (H/L iguais a 0,45 e 0,61).

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Realizou-se, neste capítulo, um estudo paramétrico, utilizando dois painéis de alvenaria com diferentes dimensões (relação H/L), propriedades elásticas e resistência mecânica. Evidentemente, o número de propriedades que influenciam o comportamento da alvenaria é superior ao das analisadas. No entanto, procurou-se focar naquelas considerações mais críticas e que afetam, consideravelmente, o comportamento da alvenaria submetida à flexão no seu plano em decorrência das deformações excessivas dos elementos estruturais. Além disso, o principal objetivo, foi comparar e verificar a influência destes parâmetros no comportamento da alvenaria reforçada com a alvenaria sem reforço submetida à flexão.

Observe-se também que os painéis de alvenaria sem função estrutural se encontram confinados por pórticos de concreto armado ou de aço. Assim, o painel fissurado pode desenvolver novos caminhos para as tensões e absorver acréscimos de carga, conforme observações de Alvarenga (2002). Além disso, consideram-se painéis de alvenaria biapoiados o que aumentou a concentração de tensões de compressão nos cantos inferiores. Isso pode levar o modelo à ruptura antes de outros modelos nos quais os painéis se encontram apoiados ao longo de um comprimento equivalente a três blocos. Estas condições de contorno para os apoios dependem do descolamento da alvenaria em relação à viga inferior. Conseqüentemente, trata-se de outro parâmetro, que corresponde à rigidez relativa do sistema (resistência e rigidez do painel de alvenaria e do pórtico).

No entanto, conforme as observações apresentadas no início deste capítulo, as condições de contorno e os carregamentos adotados foram os que melhor representaram o comportamento da alvenaria de vedação quando esta se comporta como uma viga solicitada à flexão. Além disso, quando a alvenaria se classifica como semi-rígida (tipo ligação adotada entre alvenaria-pilar).

CAPÍTULO 6

ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO SEGUNDO MODELOS SIMPLIFICADOS POR MEIO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA.

6.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo refere-se à análise de métodos simplificados usados para definir a quantidade de armadura de junta e a sua distribuição ao longo de paredes sem função estrutural. Trata-se de um modelo de cálculo desenvolvido por Lourenço (2002) e aplicado nas paredes sem função estrutural de três Estádios do Campeonato Europeu de Futebol (Euro 2004) – cuja solução tipo foi adotada nos modelos com reforço do capítulo 5.

Através dos resultados dos ensaios experimentais (Capítulo 3), da análise numérica (Capítulo 4) e do estudo paramétrico (Capítulo 5), tornou-se possível realizar um estudo comparativo sobre a quantidade de armadura de junta e a sua distribuição ao longo de uma parede de alvenaria submetida à flexão no seu plano, de acordo com as propriedades físicas e mecânicas dos blocos cerâmicos (material comumente utilizado nas alvenarias sem função estrutural do Brasil).

Quanto ao modelo, que se refere a uma das soluções adotadas nos novos Estádios (figura 5.5 do capítulo 5), considerou-se, inicialmente, na simulação numérica as propriedades e características da alvenaria utilizada na execução das paredes do Estádio. Em seguida, realizaram-se novas simulações numéricas com as propriedades obtidas a partir da calibração dos resultados das mini-paredes ensaiadas (propriedades apresentadas no capítulo 4 e

avaliadas no estudo paramétrico), a fim de comparar os resultados obtidos em ambas as simulações.

Portanto, o objetivo deste estudo é aplicar o método de cálculo, desenvolvido por Lourenço (2002), em paredes submetidas à flexão no seu plano adotando as propriedades físicas e mecânicas das alvenarias não estruturais com blocos cerâmicos do Brasil. Assim como, através de simulações numéricas, comparar os resultados da parede de alvenaria reforçada a partir do método simplificado com o procedimento de reforço, geralmente, adotado no Brasil.

6.2 MODELOS ANALISADOS

Para a realização do estudo comparativo, foram analisados painéis de alvenaria com 600 cm x 280 cm x 14 cm e com 700 cm x 400 cm x 14 cm. A espessura do painel com 700 cm foi alterada, em comparação com o apresentado no capítulo 5, em função das dimensões nominais dos blocos cerâmicos de vedação disponíveis no Brasil (ver tabela 6.1).

No entanto, foram considerados modelos com armadura de junta nas três primeiras fiadas consecutivas (designados por MOD3) e, modelos com a quantidade de armadura obtida através do método simplificado de cálculo (designados por MOD_REF).

O modelo (MOD3) foi analisado, neste estudo comparativo, por se tratar de um dos procedimentos recomendados nas construções de alvenaria do Brasil. Na ausência de um método de cálculo, os construtores recomendam inserir armadura de junta em três fiadas consecutivas da base para fazer frente aos esforços de tração decorrentes da deformação da estrutura de apoio (COELHO, 2008).

Os modelos analisados serão ilustrados no item referente à aplicação do método simplificado de cálculo, de acordo com a quantidade de armadura definida a partir das recomendações de Normas utilizadas (Projeto de Norma CB-CB-02 /ABNT e EUROCODE 6).

Tabela 6.1 – Dimensões nominais dos blocos cerâmicos de vedação.

Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)
9	9	19
		24
	14	19
		24
		29
	19	19
		24
		29
		39
11,5	11,5	24
	14	24
	19	19
		24
		29
		39
14	19	19
		24
		29
		39
19	19	19
		24
		29
		39
24	24	24
		29
		39

Fonte: INMETRO, 2005.

6.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO (EUROCODE 6)

Neste item, apresentam-se as recomendações de cálculo, as propriedades das paredes do novo Estádio da Luz e os procedimentos de reforço recomendados por Lourenço (2002) a partir do dimensionamento das paredes através do método simplificado de cálculo.

Na definição do método de cálculo, Lourenço (2002) considera que as paredes de alvenaria com grandes dimensões exigem atenção especial no que se refere à estabilidade, segurança e o desempenho em serviço. Desta forma, recomenda que o dimensionamento (baseado nas especificações do Eurocode 6 (EC6)) contemple as seguintes ações: peso próprio, ação do vento e ação do sismo.

Quanto ao controle da fissuração, a cláusula aplicável neste método simplificado para o cálculo da armadura é a 5.2.3(3) do EC6.

“Nos casos em que a armadura é colocada em juntas de assentamento para controlar a fissuração ou para garantir uma certa ductilidade, a área da armadura não deve ser inferior a 0.03 % e, em condições normais, o espaçamento vertical não deve exceder 600 mm (EUROCODE 6)”.

Além disto, a armadura de junta deve cumprir os requisitos mínimos para proteção à corrosão (aço galvanizado ou inoxidável) e para aderência. Salienta, em particular, que a utilização de armaduras correntes é totalmente desaconselhada, resultando num desempenho inadequado face à durabilidade e aderência.

6.3.1 CASOS RECENTES DE APLICAÇÃO DO MÉTODO SIMPLIFICADO

Apresenta-se, neste item, a solução adotada para as paredes do novo Estádio da Luz (Sport Lisboa Benfica) dimensionadas por Lourenço (2002).

As paredes do estádio foram executadas com blocos de concreto armado cujas dimensões são 50cm x 20cm x 15cm (resistência à compressão de 6,2 MPa), argamassa com resistência à compressão igual a 10 MPa (Classe M10) e armadura de junta do tipo Murfor, em aço galvanizado A500, com duas barras longitudinais de 4 mm ou 5 mm de diâmetro e afastamento entre as barras longitudinais de 100 mm, que correspondem às armaduras de junta RND/Z.4-100 e RND/Z.5-100, respectivamente.

Para o dimensionamento desta parede, Lourenço (2002) considerou as propriedades físicas e mecânicas apresentadas na tabela 6.2, definidas de acordo com as recomendações do EC6 (apresentadas a seguir).

Tabela 6.2 – Propriedades físicas e mecânicas dos materiais utilizados no dimensionamento de uma das paredes do novo Estádio da Luz.

Propriedades	Valores	Unidades
Blocos		
Dimensões	50 x 20 x 15	cm
f_{bm}	6,2	MPa
f_b	7,75	MPa
Argamassa		
Resist. à comp.	10	MPa
Peso em volume	2.090	Kg/m ³
Alvenaria		
f_k	3,37	MPa
E	3,37	GPa
f_{kh}	1,01	MPa
f_{vk}	0,20	MPa
F_{xk1}	0,18	MPa
F_{xk2}	0,43	MPa

Sendo as propriedades da alvenaria definidas a partir de dados do fabricante e das expressões do EC6, conforme se apresenta resumidamente:

- f_b – resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria:

$$f_b = m_c \times (\text{valor declarado de resist. à comp. pelo fabricante}) \times \delta$$

Onde:

m_c = fator de ajuste em função da umidade (se a resistência for obtida em condições saturadas, tem-se $m_c = 1.2$; se os ensaios foram realizados em condições seco ao ar, pode-se admitir $m_c = 1.0$);

δ = fator de correção (tabela 3.2 da referida norma).

- f_m – resistência à compressão da argamassa que deve ser obtida através de ensaios em laboratório. Na tabela 6.2, apresenta-se a relação entre alguns traços de argamassa e a classe de resistência segundo o EC6.

Tabela 6.2 – Relação entre traços de argamassa e a classe de resistência segundo o EC6.

Traço (cimento: cal: areia)	Resistência à compressão (MPa)	Classe do EC6
$1:\frac{1}{4}:3$	12	M12
$1:\frac{1}{2}:4\frac{1}{2}$	6	M6
1:1:6	4	M4
1:2:9	2	M2

Fonte: EUROCODE 6.

- f_k – resistência característica à compressão da alvenaria que pode ser obtida a partir de ensaios ou estabelecida pela fórmula:

$$f_k = k f_b^{0.65} f_m^{0.25}$$

Sendo:

k = constante tabelada entre 0.4 e 0.6 (desde que não se considere f_k superior à 20 MPa ou $2f_b$).

- f_{vk} – resistência característica ao corte que pode ser obtida a partir de ensaios em laboratório ou através da expressão:

$$f_{vk} = \min \begin{cases} f_{vk0} + 0.4\sigma_d \\ 0.65f_b \\ \text{valor máximo definido pela tabela} \end{cases}$$

Sendo:

f_{ck0} = resistência ao corte sobre compressão nula;

σ_d = tensão normal ao plano de corte;

f_b = resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria na direção perpendicular às juntas de assentamento.

- f_{xk1} e f_{xk2} – resistência característica à flexão na direção normal às juntas horizontais e na direção paralela às juntas horizontais, respectivamente, definidas através da norma BS5628.
- Características de deformação da alvenaria: na ausência de ensaios o módulo de elasticidade pode ser admitido igual a:

$$E = 1000f_k, \text{ no caso de estados limites últimos ou,}$$

$$E = 600f_k, \text{ no caso de estados limites de utilização;}$$

Quanto ao módulo de distorção pode ser admitido $G = 0.4E$.

Através destas propriedades e resistências mecânicas da alvenaria, foram calculados painéis “tipo”, indicando-se a quantidade de armadura e a sua distribuição ao longo das paredes de acordo com o comprimento e altura dos painéis de alvenaria. Para a parede de alvenaria, em estudo, com 700cm x 430cm x 15cm (comprimento x altura x espessura), a solução adotada foi: armadura de junta RND/Z.4-100, sendo a armadura de junta (em geral) alternada a cada 2 (duas) e 3 (três) fiadas e a armadura na base nas 3 (três) fiadas consecutivas.

A figura 6.1 ilustra uma das paredes de alvenaria reforçada a partir deste método simplificado e alguns detalhes das soluções determinadas para as paredes do novo Estádio.

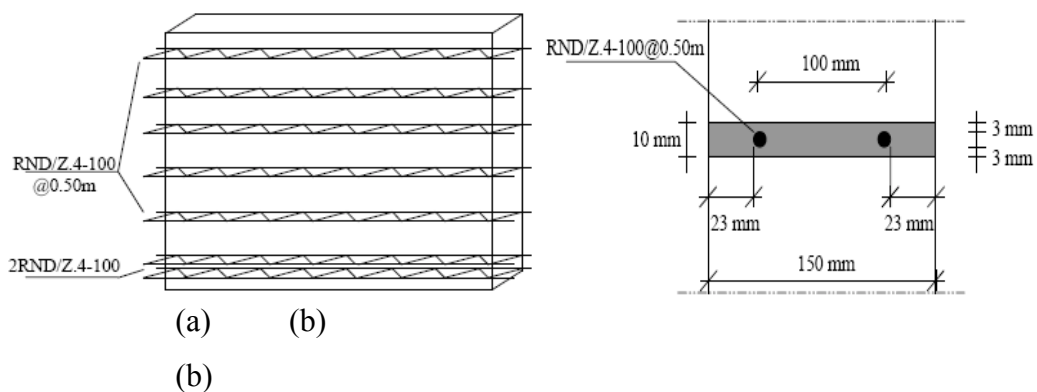


FIGURA 6.1 Exemplo de uma parede (com espessura de 15 cm) reforçada com armadura de junta para controle da fissuração: (a) distribuição da armadura ao longo da parede; (b) detalhes da junta de assentamento (seção transversal) – LOURENÇO, 2008.

Vale considerar que a folha de cálculo, que conduziu ao dimensionamento das paredes dos novos Estádios, encontra-se em Lourenço (2002). Nesta folha de cálculo, apresenta-se o dimensionamento quando as paredes não estruturais se encontram submetidas a ações no plano e fora do plano.

Assim, através desta folha de cálculo e das recomendações de Lourenço (2002), tornou-se possível definir soluções para reforçar as paredes de alvenaria não estruturais (submetidas à flexão no seu plano) de acordo com as ações atuantes e as propriedades da alvenaria executada com blocos cerâmicos e, realizar o estudo comparativo com o procedimento de reforço adotado no Brasil.

No próximo item, apresenta-se a aplicação deste método de cálculo considerando as ações no plano da parede, as características físicas e mecânicas das alvenarias não estruturais do Brasil (assim como, dos seus componentes) e o Projeto de Norma CB-CB-02 (ABNT, 2007).

6.4 MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DE ACORDO COM AS PROPRIEDADES, CARACTERÍSTICAS DAS ALVENARIAS UTILIZADAS NO BRASIL E ESPECIFICAÇÕES DO PROJETO DE NORMA (CB-CB-02 /ABNT).

Segundo Lourenço (2002), as paredes de alvenaria não estruturais encontram-se submetidas a ações no plano apenas devidas ao seu peso próprio. Desta forma, o dimensionamento das paredes de vedação deve ser realizado para o funcionamento em arco entre os apoios, trata-se de uma solução para verificar a estabilidade sob o efeito da ação da deformabilidade do suporte.

Tal procedimento se torna necessário considerando que as paredes não estruturais possuem rigidez muito elevada face ao elemento suporte. Conseqüentemente, as alvenarias de vedação são incapazes de acompanhar a deformação dos elementos suportes sem que as suas condições de segurança e desempenho em serviço (em virtude do surgimento de fissuras) sejam atingidas, principalmente, os painéis de alvenaria não estruturais com grandes dimensões.

Como o fenômeno de fissuração da alvenaria, neste caso, está associada à deformação do elemento superior (que se apóia na parede de vedação) e à deformação da laje inferior (que mobiliza a resistência à tração da parede de vedação), alguns procedimentos devem ser adotados – conforme alguns detalhes construtivos ilustrados no capítulo 2 (figuras 2.6 a 2.8) que têm como objetivo a desvinculação da alvenaria com os elementos estruturais.

Nestes casos, Lourenço (2002) recomenda que seja realizada a separação entre a parede e a viga superior (ou laje superior), com a colocação de um material deformável (por exemplo, poliestireno expandido), assim como, entre a parede e a viga inferior (ou laje inferior), com

interposição de uma barreira de estanqueidade (por exemplo, uma membrana em PVC), ver figura 6.2 (apresentada no capítulo 1 (figura 1.10), porém, sem referências à separação entre a alvenaria e os elementos estruturais superior e inferior).

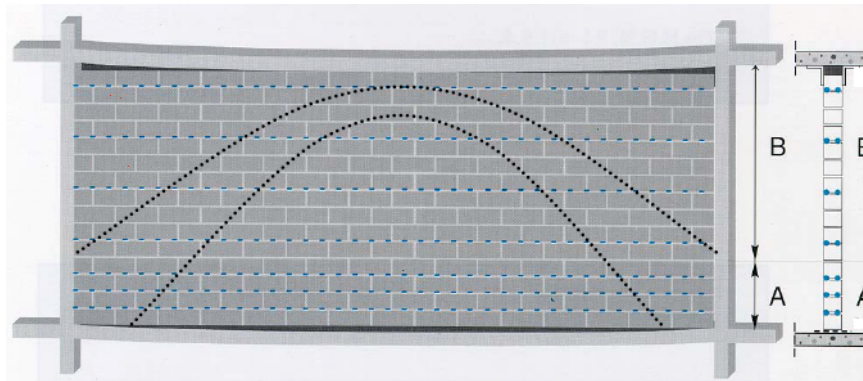


FIGURA 6.2 Soluções para evitar fissuras nas alvenarias de vedação associadas à deformação excessiva das vigas ou lajes: separação entre a parede e elementos estruturais superior e inferior, assim como, colocação de armaduras (LOURENÇO, 2002).

Além destes procedimentos adotados para evitar as fissuras, Lourenço (2002) recomenda a colocação de armadura de junta generalizada, para controle da fissuração e, na base, para resistir ao peso próprio da parede. Considera, também, que a armadura de junta na base deve ser dimensionada admitindo a flexão da parede entre apoios como uma viga ou viga-parede (dependendo da relação vão / altura (L/H) da parede).

Assim, diante dos procedimentos recomendados por Lourenço (2002), adota-se as especificações do Projeto de Norma (CB-CB-02 /ABNT, 2007), como referência, para definir a armadura de junta generalizada. Segundo o referido projeto de Norma (item 12.2), para controle da fissuração e para garantir a ductilidade, a armadura colocada em juntas de assentamento deve ter taxa geométrica mínima de 0,03% e o espaçamento vertical não deve exceder 600 mm (mesmas especificações normativas do EC6).

Como exemplo, para a parede de 600 cm (L) x 280 cm (H) e espessura de 14 cm, a armadura mínima é dada por $A_{s,min} = 0,14 \times 0,03\% = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{m}$. Portanto, ao adotar armadura de junta em treliça com barras longitudinais de diâmetro (ϕ) igual a 4.0 mm, necessita-se de armaduras afastadas a uma distância (d) igual a 0,50 m, tem-se:

$$A_s = \frac{\pi\phi^2}{4} \times (2 \text{ barras}) / d = \frac{\pi \times 0.4^2}{4} \times (2) / 0.50 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s,min} \quad \text{Equação (6.1)}$$

Este resultado indica que, serão colocadas armaduras de junta RND/Z.4-100 a cada 50 cm. Se a altura dos blocos for igual a 19 cm (blocos cerâmicos de dimensões 14 cm x 19 cm x 29 cm), isto significa alternar a colocação a cada duas juntas horizontais com a cada três juntas – ou seja, a cada 2.6 juntas, com a espessura das juntas horizontais igual a 1,0 cm. Mas, se altura dos for igual a 24 cm (por exemplo, blocos cerâmicos de dimensões 24 cm x 24 cm x 29 cm), a armadura de junta generalizada deve ser colocada a cada duas fiadas.

O afastamento adotado entre as barras longitudinais é de 100 mm, o que permite um recobrimento da armadura até à face da alvenaria igual a 20 mm, que é superior ao mínimo regulamentar (item 12.1 do Projeto de Norma), ver figura 6.3.

“As barras de armadura horizontais dispostas nas juntas de assentamento devem estar totalmente envolvidas pela argamassa com um cobrimento mínimo de 15 mm na horizontal (CB-CB-02, (ABNT, 2007))”.

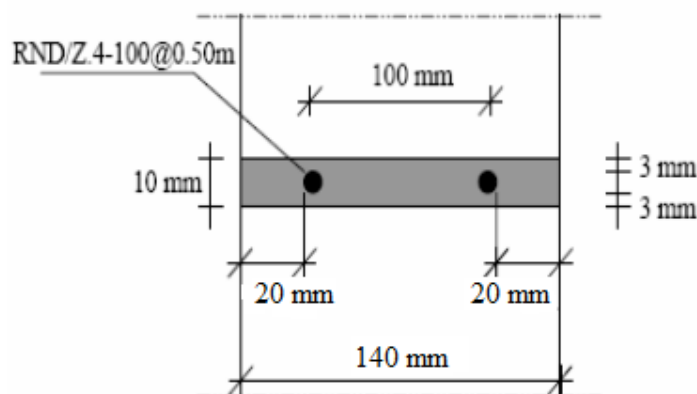


FIGURA 6.3 Detalhes da junta de assentamento (seção transversal) para bloco cerâmico com espessura igual 14 cm (adaptada de LOURENÇO, 2008).

Após definição da armadura de junta generalizada, deve-se dimensionar a armadura na base, que conforme observações de Lourenço (2002), consiste em efetuar o dimensionamento para o funcionamento em arco entre os apoios, ou seja, dimensionar admitindo a flexão da parede como uma viga ou viga-parede.

Neste caso, relativamente ao estado limite último, o valor de cálculo do momento atuante numa alvenaria armada (M_{Sd}), deve ser menor ou igual ao valor de cálculo do momento fletor resistente. No caso de seções retangulares submetidas à flexão, o momento resistente de cálculo (M_{Rd}) deve ser definido através da equação (6.2), que se encontra no item 11.3.2.1 do projeto de Norma CB-CB-02 (ABNT, 2007).

$$M_{Rd} = A_s f_s z \leq 0,4 f_d b d^2 \quad \text{Equação (6.2)}$$

Sendo:

- z = braço de alavanca dado por:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_s}{b d} \right) \leq 0,95d$$
- $f_s = 0,5 f_{yd} = \frac{0,5 f_{yd}}{\gamma_m}$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura;
- b = espessura da parede
- d = altura útil (admitido, neste estudo, igual a altura da parede conforme em Lourenço (2002)). Pereira (2005), recomenda adotar $d = 0,84 h$.
- $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$, resistência de cálculo à compressão da alvenaria;
- f_k = resistência característica à compressão da alvenaria;
- γ_m = coeficiente de ponderação das resistências (para combinações normais γ_m da alvenaria é igual a 2,5 (Tabela 6.2 do projeto de Norma CB-CB-02/ABNT)).

Para efeitos de cálculo da área de armadura (A_s), recomenda-se que a parede seja considerada como simplesmente apoiada. Portanto, de acordo com a equação (6.2), a área de armadura necessária na região inferior da parede de alvenaria, deve ser determinada pela equação (6.3).

$$A_s = \frac{M_{Rd}}{f_s z} = 2 \times \frac{M_{sd} \gamma_m}{f_{yd} z} \quad \text{Equação (6.3)}$$

Sendo:

- f_{yd} = resistência ao escoamento de cálculo da armadura.

Vale considerar que, segundo o referido projeto de Norma (item 11.3.2.4), quando a razão vão /altura (L /H) de uma parede de alvenaria for inferior a 3 (três) ela deve ser tratada como uma viga parede. Neste caso, recomenda-se que a resultante de tração seja absorvida pela armadura longitudinal, calculada com braço de alavanca igual a 2/3 da altura e que seja inferior a 70% do vão (ver equação (6.4)).

$$\text{Se } L / H < 3 \text{ (viga parede)} \Rightarrow z = \frac{2}{3} H \leq 0.70L \quad \text{Equação (6.4)}$$

Quanto ao esforço transversal, para a verificação da segurança em relação ao estado limite último, não é necessário o uso de armaduras de cisalhamento se a resistência de cálculo do esforço transversal for inferior ou igual aos valores característicos ao cisalhamento (f_{vk}) indicados no item 6.3.6 do projeto de Norma CB-CB-02 (ABNT, 2007) – ver tabela 6.3. Caso contrário, nas alvenarias executadas com blocos cerâmicos e submetidas à flexão simples, torna-se obrigatório o uso de armaduras de cisalhamento.

O valor de cálculo da resistência ao corte é dado pela equação (6.5).

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_m} \quad \text{Equação (6.5)}$$

Sendo:

- b = espessura da parede;
- d = altura útil;
- γ_m = coeficiente de ponderação das resistências (Tabela 6.2 do projeto de Norma ABNT/CB-CB-02);
- f_{vk} = resistência característica ao cisalhamento.

Na tabela 6.3, encontram-se as resistências características ao cisalhamento na alvenaria segundo o projeto de Norma.

Tabela 6.3 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento (f_{vk}).

Local	Resistência média à compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Juntas horizontais	$0,10 + 0,6\sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,6\sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,6\sigma \leq 1,7$
Interface paredes com amarração	0,35	0,35	0,35

σ = tensão normal de pré-compressão.

Fonte: CB-CB-02 (ABNT, 2007).

Finalmente, quanto às ações fora do plano (que não se trata do caso em estudo), sugere-se que as forças, por exemplo, devidas ao vento sejam consideradas de acordo com a ABNT NBR 6123.

Portanto, nos exemplos que serão apresentados no item a seguir, as paredes encontram-se submetidas somente a ações no plano. Vale ressaltar que as paredes dos Estádios foram dimensionadas por Lourenço (2002), considerando ações no plano e para fora do plano (ações do sismo e do vento).

6.4.1 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

6.4.1.1 PAINEL DE ALVENARIA SEM FUNÇÃO ESTRUTURAL COM DIMENSÕES 600 cm (L) x 280 cm (H) x 14 cm (T)

Considerando como exemplo inicial o cálculo do reforço do painel de alvenaria com dimensões 600 cm x 280 cm x 14 cm, tem-se que a armadura de junta generalizada será, conforme resultados da equação (6.1), RND/Z.4-100 a cada três fiadas e, no topo, duas consecutivas.

Quanto ao dimensionamento do painel para o funcionamento em arco entre os apoios, tem-se que o momento máximo de cálculo aplicado vale (equação (6.6)):

$$M_{sd} = \gamma_g \frac{phl^2}{8} = 1.4 \times \frac{1.68 \times 2.8 \times 6^2}{8} = 29,64 \text{ kN.m} \quad \text{Equação (6.6)}$$

Sendo:

- γ_g = coeficiente de ponderação para as ações permanentes (de acordo com tabela 8.2 do Projeto de Norma CB-CB-02, $\gamma_g = 1.4$);
- $p = \gamma t = 12 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 0.14 \text{ m} = 1.68 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- γ = peso específico da parede (para parede de alvenaria com bloco cerâmico, tem-se $\gamma = 12 \text{ kN} / \text{m}^3$);
- t = espessura da parede;
- h = altura da parede;
- l = comprimento do vão (parede de alvenaria bi-apoiada nas extremidades).

Segundo equação (6.2) o momento máximo de cálculo deve ser inferior a:

$$M_{sd} \leq \frac{0.4 f_k b d^2}{\gamma_m} = \frac{0.4 \times 0.33 \times 140 \times 2800^2}{2.5} = 57,95 \text{ kN.m} \quad \text{Equação (6.7)}$$

Sendo:

- f_k = resistência característica à compressão da alvenaria (adotada igual a 0,33 MPa de acordo com os resultados definidos na tabela 4.1).

Verificada a condição de que $M_{sd} < M_{Rd}$, de acordo com o valor do momento máximo de cálculo, tem-se que o valor da armadura que se deve colocar na parte inferior do painel será igual a:

$$A_s = 2 \times \frac{M_{sd} \gamma_m}{f_{yd} z} = 2 \times \frac{2.5 \times 29.64 \times 10^6}{435 \times 1870} = 1,82 \text{ cm}^2 \quad \text{Equação (6.8)}$$

Sendo, neste caso, o valor do braço de alavanca (z) e a resistência ao escoamento (f_s):

- $z = \frac{2}{3} \times h = 1.87 \text{ m} < 0.70L$, considerando que, neste caso, trata-se de uma viga parede por ser relação vão /altura menor do que três ($L/H = 6/2.8 = 2.14$);
- $f_s = 0,5f_{yd} = \frac{0,5f_{yd}}{\gamma_m}$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura.
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ ($\gamma_s = 1.15$), resistência ao escoamento de cálculo da armadura.

Portanto, o valor de armadura obtido na equação (6.8) corresponde a 5 (cinco) fiadas consecutivas de armadura de junta RND/Z.4-100.

Quanto ao esforço transversal máximo de cálculo, tem-se:

$$V_{sd} = \gamma_g \frac{phl}{2} = 1.4 \times \frac{1.68 \times 2.8 \times 6}{2} = 19.76 \text{ kN} \quad \text{Equação (6.9)}$$

De acordo com a tabela 6.2, a resistência característica de corte é dada por:

$$f_{vk} \leq \begin{cases} 0,15 + 0,6\sigma \\ 1,4 \end{cases} = 0.15 \text{ MPa}, \text{ não há tensão normal ao plano de corte e a resistência da}$$

argamassa é igual a 4.0 MPa (aos 14 dias) e 6.0 MPa (aos 28 dias), de acordo com os resultados apresentados no estudo experimental (capítulo 3).

Através do resultado obtido e de acordo com a equação (6.10), conclui-se que não é necessária armadura de cisalhamento.

$$f_{vk} > \frac{V_{sd}\gamma_m}{th} = \frac{19.76 \times 2.5}{0.14 \times 2.80} = 0.126 \text{ MPa} < 0.15 \text{ MPa} \quad \text{Equação (6.10)}$$

Diante dos resultados obtidos, adotou-se a seguinte distribuição da armadura de junta RND/Z.4-100 ao longo do painel de alvenaria, de acordo com as especificações do projeto de Norma da ABNT (figura 6.4):

- armadura de junta (geral): RND/Z.4-100 cada 3 fiadas;
- armadura de junta (base): RND/Z.4-100 em 4 fiadas consecutivas;
- armadura de junta (topo): RND/Z.4-100 em 2 fiadas consecutivas.
- RND/Z.4-100: armadura de junta do tipo Murfor, e aço A500 galvanizado, com duas barras longitudinais de 4 mm e afastamento entre as barras de 100 mm.

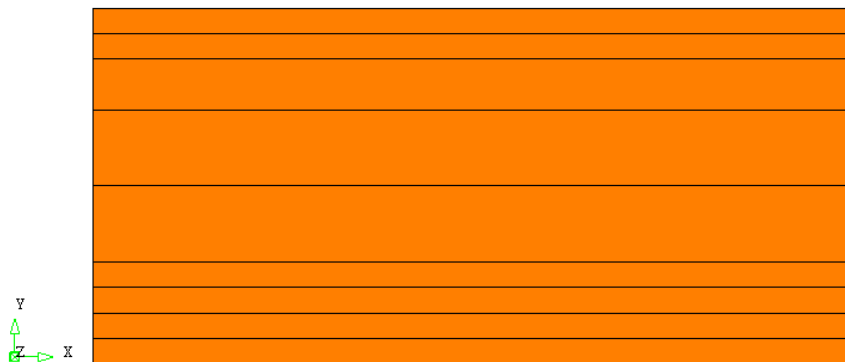


FIGURA 6.4 Modelo definido através do método simplificado segundo especificações do Projeto de Norma (CB-CB-02 /ABNT): parede com armadura de junta a cada três fiadas, quatro consecutivas na base e duas consecutivas no topo (MOD_REF (ABNT)).

Vale considerar que, a armadura de junta na base obtida a partir da equação (6.8) corresponde a RND/Z.4-100 em 5 fiadas consecutivas. Porém, considerando que os coeficientes de ponderação foram definidos a partir do *projeto de Norma para alvenarias com função estrutural*, adotou-se uma distribuição cuja área de armadura corresponde a 1.00 cm^2 .

Além disso, a partir dos resultados das simulações numéricas, verificou-se que com esta quantidade de armadura, a alvenaria de vedação submetida à flexão no seu plano atende suas condições de segurança e desempenho em serviço, principalmente, em virtude da armadura generalizada distribuída ao longo das juntas de assentamento que “retardam” a propagação de tensões na direção dos apoios.

Vale ressaltar, novamente, que o método simplificado de cálculo apresentado por Lourenço (2002) e utilizado como referência neste estudo, considera ações no plano e fora do plano. Neste caso, analisam-se alvenarias não estruturais submetidas à flexão apenas no plano, fator que, também, justifica a quantidade de armadura de junta adota.

Para realizar uma comparação entre os resultados, considerando menor quantidade de armadura na base, utilizou-se as recomendações do EUROCODE 6 e adotou-se uma quantidade de armadura intermediária de acordo com o valor da área obtida a partir dos dois modelos.

Para determinação da área da armadura mínima, conforme exemplos de dimensionamento das paredes dos novos Estádios, ambas as Normas seguem a mesma especificação. A armadura colocada em juntas de assentamento deve ter taxa geométrica no mínimo igual a 0,03%. A diferença entre as duas normas encontra-se no dimensionamento da alvenaria para o funcionamento em arco entre os apoios, cuja área de armadura é dada pela equação (6.11).

$$A_s = \frac{M_{Rd} \gamma_s}{f_{yk} z} \quad \text{Equação (6.11)}$$

Sendo:

- $z = 0.15(l + 3h)$ para $L/H < 2$ (neste caso, a parede deve ser dimensionada como uma viga parede), no entanto, se $L/H > 2$ recomenda-se adotar a teoria das peças lineares, isto é, $z = 0,80h$;
- f_{yk} = valor característico da tensão de escoamento da armadura. Neste caso, segundo Lourenço (2002), considerando a reduzida deformabilidade das vigas paredes, adota-se um valor reduzido para a tensão de escoamento da armadura ($f_{yk} = 400$ MPa);
- $\gamma_s = 1.15$ - coeficiente parcial de segurança relativo ao aço.

De acordo com a equação (6.11), do Eurocode 6, o valor da armadura que de ser colocada na parte inferior da parede é igual a:

$$A_s = \frac{1,15 \times 31,75 \times 10^6}{400 \times 2240} = 0,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Equação (6.12)}$$

$$\text{Sendo: } M_{sd} = \gamma_g \frac{phl^2}{8} = 1,5 \times \frac{1,68 \times 2,8 \times 6^2}{8} = 31,75 \text{ kN.m}$$

Neste caso, de acordo com as especificações do Eurocode 6, obtém-se a seguinte distribuição de armadura de junta para reforçar o painel de alvenaria submetido à flexão no plano:

- armadura de junta (geral): RND/Z.4-100 cada 3 fiadas;
- armadura de junta (base): RND/Z.4-100 em 2 fiadas consecutivas;
- armadura de junta (topo): RND/Z.4-100 em 2 fiadas consecutivas.

Verifica-se que, a quantidade de armadura de junta na base definida a partir do Eurocode 6, trata-se de um valor mais próximo do modelo adotado por alguns construtores do Brasil (COELHO, 2008).

Desta forma, com estes resultados, realizou-se uma simulação numérica considerando armadura de junta na base em três fiadas consecutivas para o funcionamento em arco entre os apoios (quantidade de armadura adotada por alguns construtores do Brasil). No entanto, adicionado da armadura de junta generalizada para controle da fissuração e para garantir a ductilidade (armadura mínima segundo as duas Normas utilizadas como referência – ABNT /CB-CB-02 e Eurocode 6) – modelo apresentado no estudo paramétrico (capítulo5). Este modelo foi designado como MOD_REF (EC6) (figura 6.5), cuja distribuição de armadura ao longo da armadura de junta corresponde à:

- armadura de junta (geral): RND/Z.4-100 cada 3 fiadas;
- armadura de junta (base): RND/Z.4-100 em 3 fiadas consecutivas;
- armadura de junta (topo): RND/Z.4-100 em 2 fiadas consecutivas.

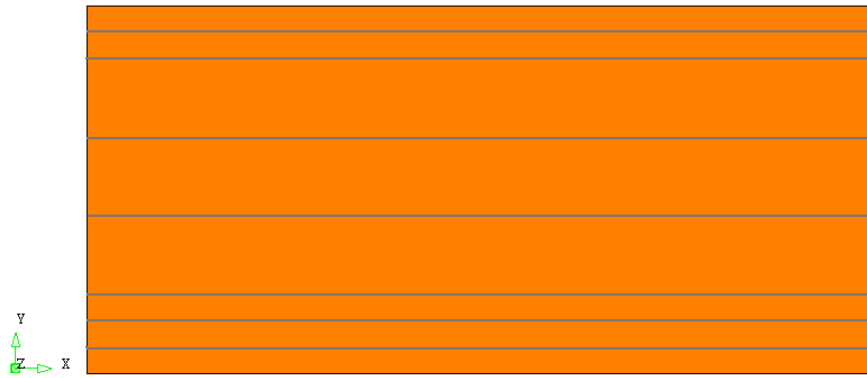


FIGURA 6.5 Modelo definido através do método simplificado segundo especificações do EC6 e modelos adotados no Brasil: parede com armadura de junta a cada três fiadas, três consecutivas na base e duas consecutivas no topo (MOD_REF (EC6)).

Cujos resultados obtidos, em cada modelo, são apresentados e analisados através de simulações numéricas no próximo item. Portanto, os resultados referem-se aos seguintes modelos:

- modelo definido a partir do projeto de Norma da ABNT (MOD_REF (ABNT));
- modelo adotado por alguns construtores do Brasil (MOD3) – ver figura 6.6;
- modelo adotado pelos construtores do Brasil, adicionado da armadura de junta generalizada para controle da fissuração e para garantir a ductilidade (MOD_REF (EC6)) – cuja quantidade de armadura na parte inferior da parede está mais próxima do valor obtido através das recomendações do Eurocode 6.

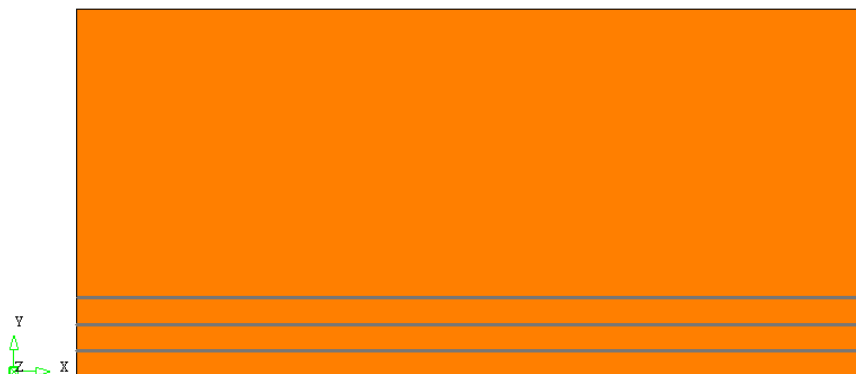


FIGURA 6.6 Modelo adotado por alguns construtores: parede com armadura de junta em três fiadas consecutivas na base (MOD3).

6.4.1.2 ESTUDO COMPARATIVO ATRAVÉS DE SIMULAÇÕES NUMÉRICAS (PAINEL COM 600 cm DE COMPRIMENTO)

Os modelos foram simulados com as propriedades obtidas no capítulo 4 a partir da aferição dos resultados experimentais via simulações numéricas (tabela 4.1).

Os resultados são apresentados da seguinte forma:

- curvas cargas-deslocamento do nó no meio do vão;
- carga correspondente à primeira fissura no modelo sem reforço na região central do painel (região de maior tração por flexão) e a respectiva largura da fissura; valores que serão comparados com os modelos reforçados;
- carga correspondente à ruptura e a respectiva largura da fissura (no meio do vão);
- o diagrama de tensões e deformações principais, a deformada nos níveis de cargas analisados;
- finalmente, o modo de ruptura em cada modelo, a carga de ruptura e a respectiva largura da fissura na região central.

Neste caso, apresenta-se a carga correspondente à largura da fissura considerando o objetivo deste estudo que se refere a reforçar paredes de vedação a fim de minimizar o processo de fissuração nas alvenarias submetidas à flexão no seu plano. Assim, além de verificar o aumento da capacidade resistente à tração e a capacidade da alvenaria reforçada com armadura de junta de se deformar, apresenta-se mais um parâmetro para comparar os modelos. Trata-se de mais um parâmetro, além dos analisados no capítulo 5, que auxiliará no estudo comparativo entre os modelos adotados e a influência da taxa de armadura de junta no comportamento da alvenaria não estrutural submetida à flexão no seu plano.

Desta forma, ao utilizar mais um parâmetro (carga x largura da fissura), tornar-se-á possível definir novos estudos, principalmente, em virtude dos resultados apresentados, a utilização da armadura de junta nas paredes de alvenaria armada com função estrutural.

O gráfico 6.1 ilustra a curva carga x deslocamento do nó central em cada modelo adotado para o painel de alvenaria com 600 cm x 280 cm x 14 cm, além disso, apresentam-se os resultados do painel sem armadura (analisado no capítulo 5).

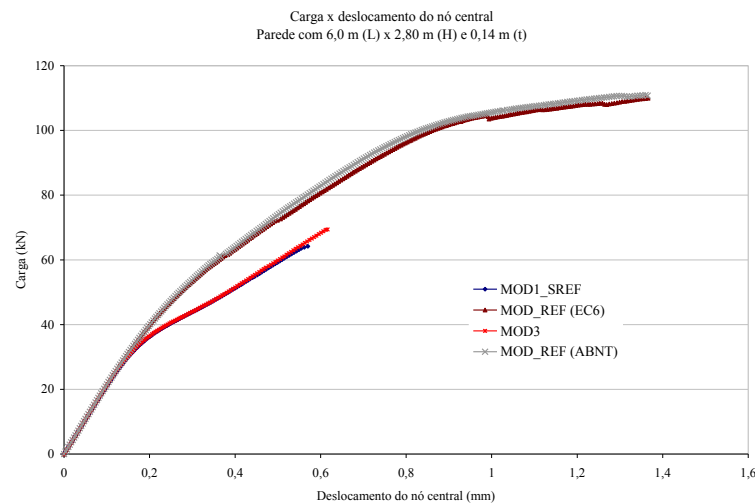


Gráfico 6.1 Curva carga x deslocamento do nó central para os modelos: MOD1_SREF (painel de alvenaria sem armadura de junta); MOD3 (modelo com armadura de junta na base em três fiadas consecutivas; MOD_REF (modelo obtido a partir do método simplificado de cálculo).

Através do gráfico 6.1, verifica-se que no MOD3, apesar da existência de armadura de junta nas três primeiras fiadas, o comportamento da alvenaria submetida à flexão no seu plano é similar ao modelo sem armadura (MOD1_SREF), no que se refere à capacidade de se deformar e à capacidade resistente da alvenaria à tração.

Quanto à primeira fissura de tração por flexão na região central do modelo sem armadura (MOD1_SREF), ocorreu para a carga de 55 kN o que corresponde à flecha no meio do vão igual a 0,45 mm e largura da fissura igual a 0,06 mm (obtida a partir do gráfico deformação x geometria da linha). Este gráfico foi obtido a partir dos resultados da análise numérica via método dos elementos finitos, como ilustra a figura 6.7.

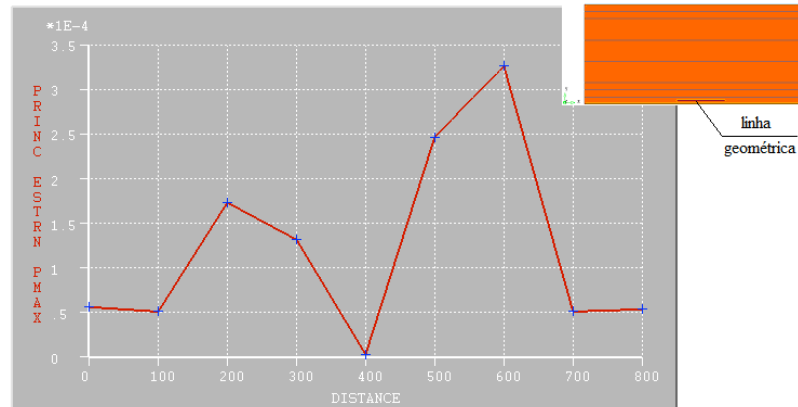


FIGURA 6.7 Exemplo do gráfico deformação x geometria da linha no nível de carga (55,0 kN) correspondente à primeira fissura do modelo sem armadura (MOD1_SREF) e detalhe da região onde foi traçada a linha normal às fissuras de tração por flexão.

Para este mesmo nível de carga (55,0 kN), verificou-se fissuras apenas no modelo MOD3 com largura correspondente à 0,01 mm. Nos demais modelos, não havia fissura na região central, apenas fissuras de corte nas laterais, no entanto, com largura menor do que as observadas nos modelos MOD1_SREF e MOD3 (modelo sem reforço e modelo com armadura nas três fiadas consecutivas da base).

No entanto, conforme análises realizadas no capítulo 5, logo após o surgimento das primeiras fissuras no MOD1_SREF, verificou-se a ruptura do modelo para o nível de carga correspondente à 64,2 kN, flecha central igual a 0,6 mm e fissuras no meio do vão (na região inferior do painel) com largura de 0,2 mm.

Nos demais modelos, para o mesmo nível de carga, também, foram observadas fissuras cuja largura e respectivas flechas no meio do vão encontram-se na tabela 6.4.

As figuras 6.8 a 6.10 ilustram as deformações principais, tensões e deformada de cada modelo neste nível de carga (64,2 kN) correspondente à ruptura do modelo sem armadura.

Verifica-se, através da figura 6.8, que o MOD3 apresenta concentração de tensões nos cantos inferiores, assim como, fissuras de corte em virtude da propagação de tensões na direção dos apoios, além das pré-existentes nas laterais do painel que se propagam à medida que ocorre a deformação dos elementos suportes (neste estudo, representada pelo carregamento que foi aplicado através de sucessivas cargas verticais incrementadas até a ruptura).

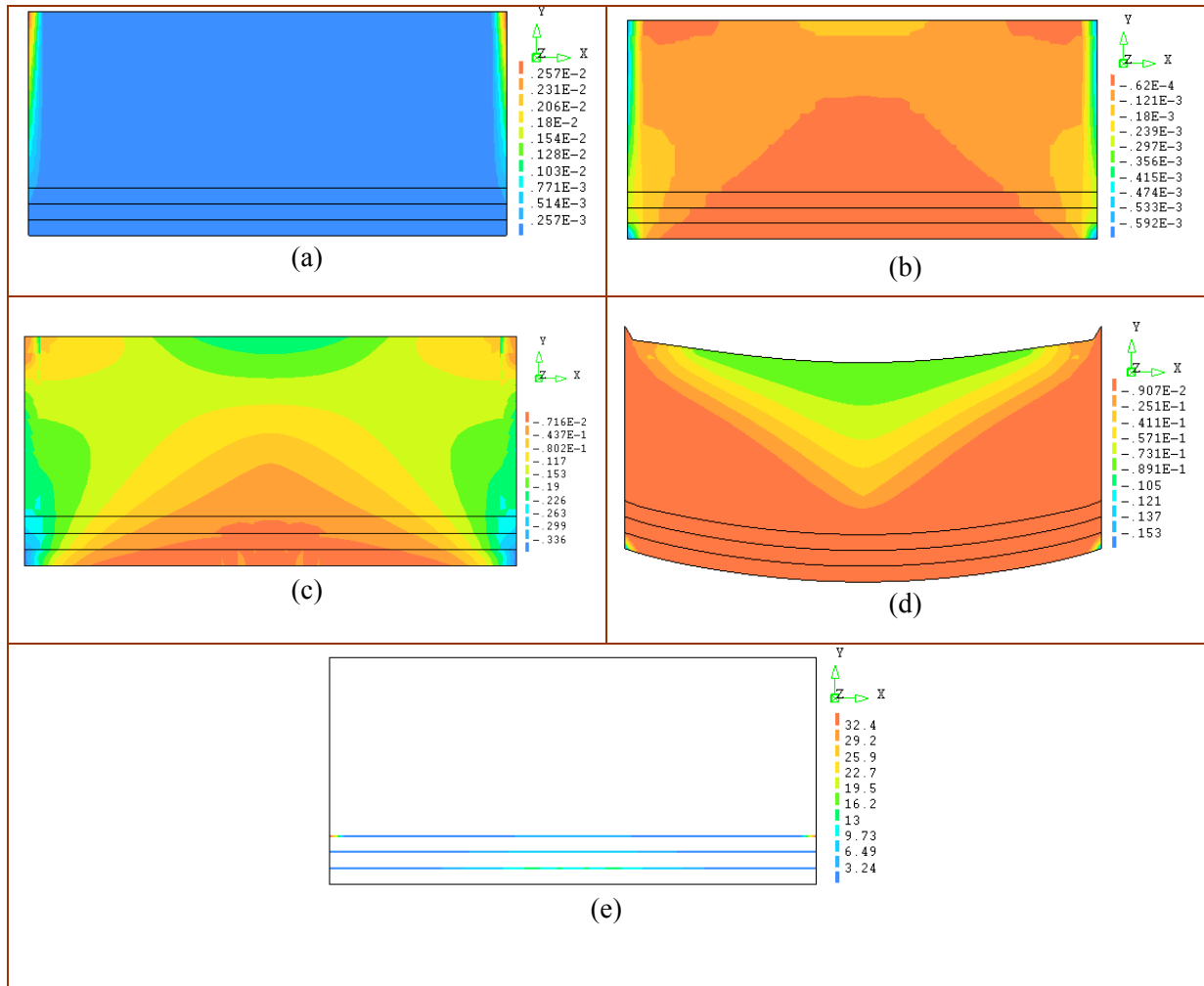


FIGURA 6.8 Resultados da análise numérica do MOD3 para carga de 64,2 kN: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro).

Além disso, verificou-se através das simulações numéricas, que o modo de ruptura do MOD3 ocorre em função das fissuras de corte associadas às fissuras de tração. Resultados, também, observados no modelo reforçado a partir do método simplificado de cálculo (adaptado de Lourenço (2002)). No entanto, neste modelo (MOD_REF), a ruptura ocorre para níveis de carga e flecha central superiores aos valores obtidos no modelo MOD3. Observou-se que a armadura de junta generalizada “retarda” a abertura de fissuras de corte que surgem em função do tipo de ligação pilar-alvenaria (comumente adotado no Brasil), assim como, fissuras de corte resultantes da propagação de tensões na direção dos apoios (biela de compressão).

Estes resultados podem ser observados nas figuras 6.9 e 6.10, através das quais se verifica a distribuição de tensões e deformações principais para cada modelo e a diferença em relação ao modelo com armadura de junta apenas nas três fiadas consecutivas da base.

As tensões principais máximas nas armaduras de junta, principalmente, no topo mostram a contribuição da armadura no controle da fissuração e no aumento da capacidade da alvenaria de se deformar.

Resultados que, também, foram observados entre o modelo sem armadura de junta e com reforço, apresentados no estudo paramétrico (capítulo 5).

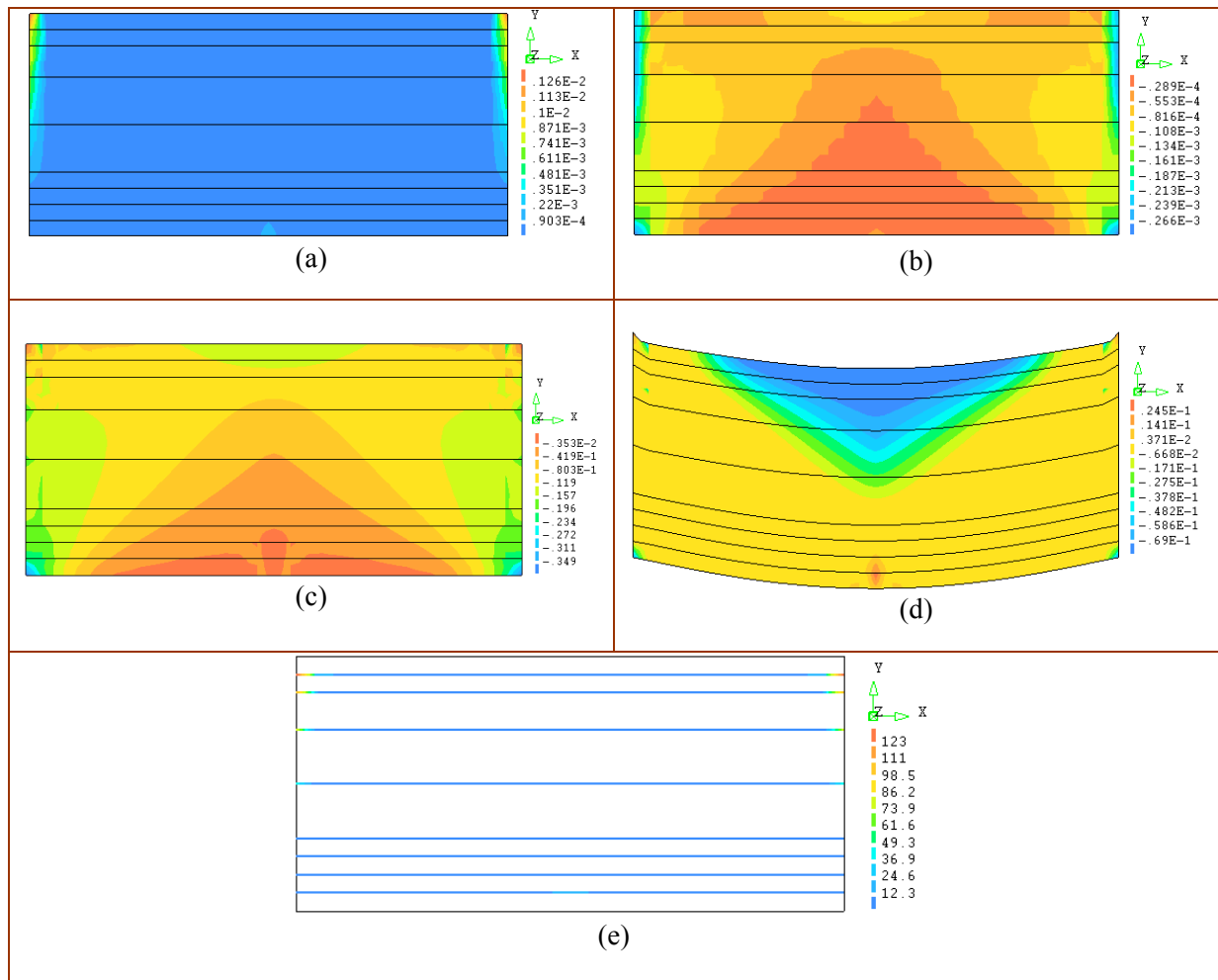


FIGURA 6.9 Resultados da análise numérica do MOD_REF (ABNT) para carga de 64,2 kN: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro).

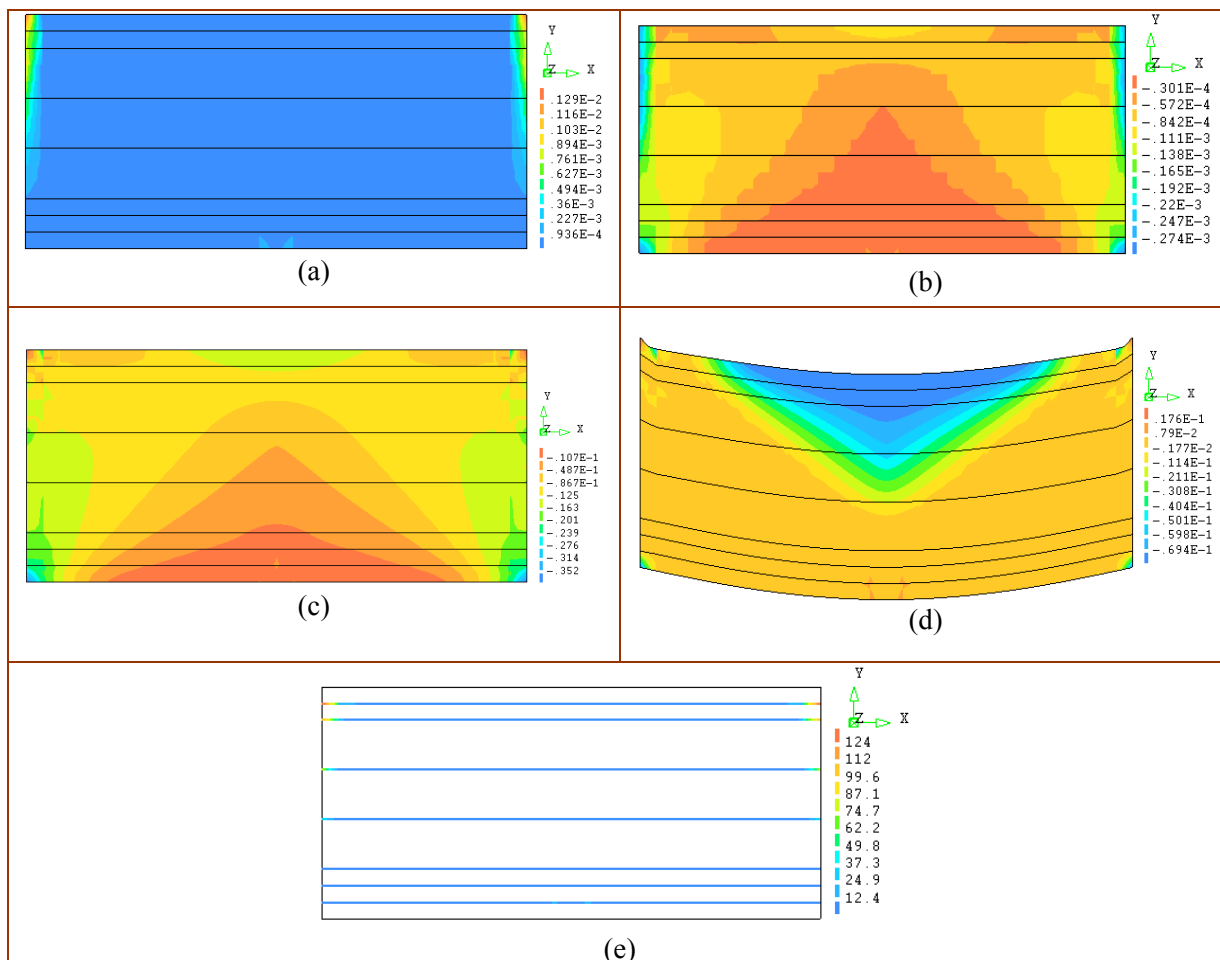


FIGURA 6.10 Resultados da análise numérica do MOD_REF (EC6) para carga de 64,2 kN: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro).

Observa-se, também, comportamento da alvenaria semelhante para os modelos MOD_REF (ABNT) e MOD_REF (EC6). Verifica-se, apenas, pequenas diferenças na capacidade da alvenaria de se deformar e na capacidade resistente no modelo com armaduras de juntas nas 4 fiadas consecutivas da base, no entanto, tais diferenças não são significativas (conforme curva carga x deslocamento do nó central apresentada no gráfico 6.1, valores das tensões e deformações apresentadas nas figuras 6.9 e 6.10 e resultados apresentados na tabela 6.4).

Observações que se verificam no modo de ruptura de ambos os modelos, conforme ilustram as figuras 6.11 e a figura 5.16 (do capítulo 5), que correspondem ao nível de carga de ruptura de ambos os modelos (MOD_REF (ABNT) e MOD_REF (EC6) – apresentado no capítulo 5).

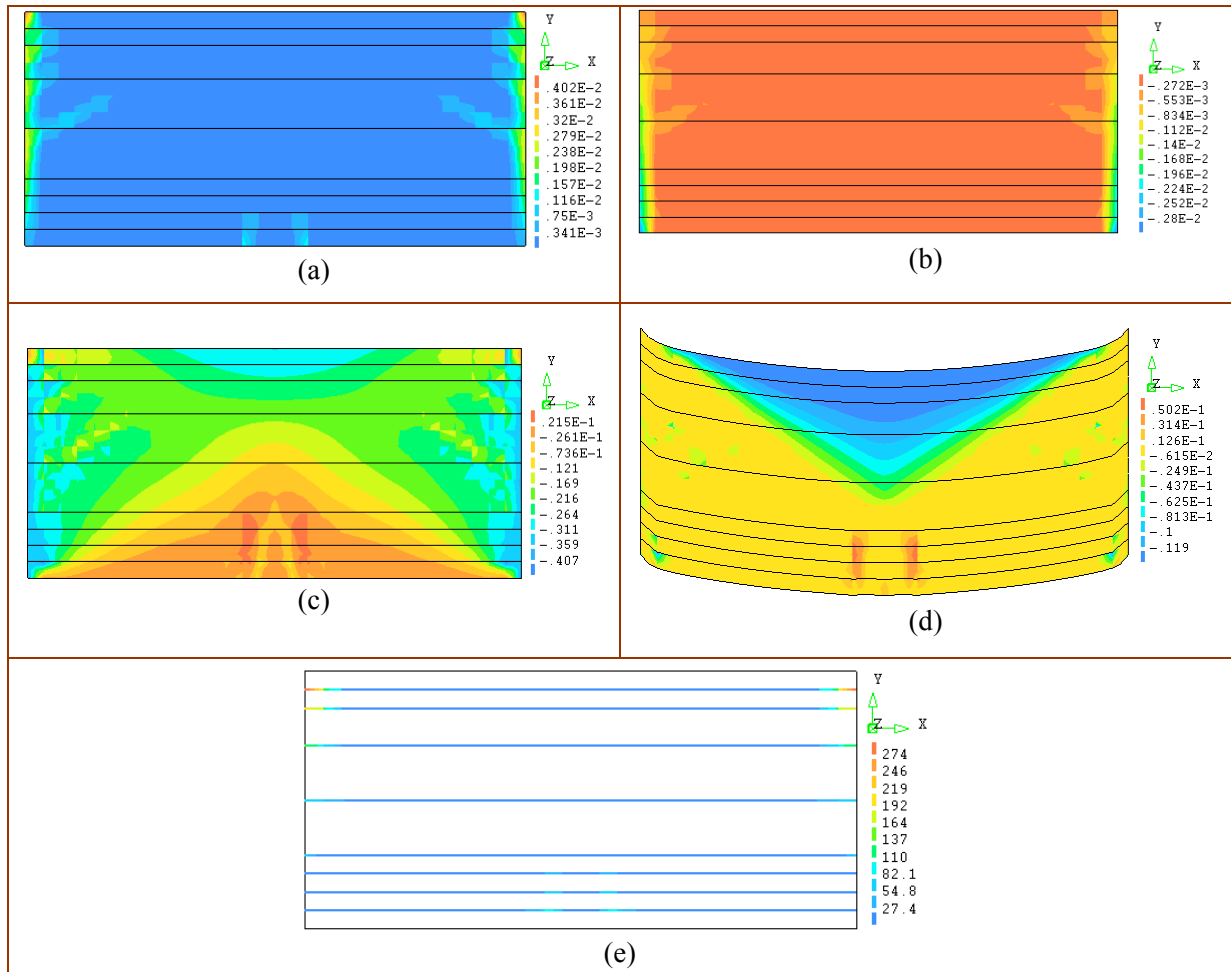


FIGURA 6.11 Resultados da análise numérica do MOD_REF (ABNT) para carga de ruptura (111 kN) e flecha central 1,35 mm: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal mínima; (d) deformada total e tensão média; (e) tensão principal máxima na armadura de junta (Unidades em Newton e milímetro).

A tabela 6.4 apresenta os resultados para cada nível de carga analisado, assim como, as respectivas flechas no meio do vão e a largura das fissuras em cada modelo adotado e dimensionado segundo o método simplificado de cálculo.

Tabela 6.4 – Carga, flecha central e respectiva largura da fissura na região de maior tração por flexão (meio do vão) em cada modelo analisado.

Carga (kN)	Modelo	Flecha central (mm)	Largura da fissura (mm)
55,0 ⁽¹⁾	MOD1_SREF	0,45	0,06
	MOD3	0,44	0,01
	MOD_REF(ABNT)	-	-
	MOD_REF(EC6)	-	-
64,2 ⁽²⁾	MOD1_SREF	0,57	0,20
	MOD3	0,55	0,05
	MOD_REF(ABNT)	0,40	0,04
	MOD_REF(EC6)	0,40	0,04
70,0 ⁽³⁾	MOD1_SREF	-	-
	MOD3	0,62	0,20
	MOD_REF(ABNT)	0,50	0,15
	MOD_REF(EC6)	0,50	0,15
111 ⁽³⁾	MOD1_SREF	-	-
	MOD3	-	-
110 ⁽³⁾	MOD_REF(ABNT)	1,40	0,64
110 ⁽³⁾	MOD_REF(EC6)	1,40	0,64

⁽¹⁾ Carga correspondente à primeira fissura no modelo sem armadura (MOD1_SREF).

⁽²⁾ Carga correspondente à ruptura do MOD1_SREF.

⁽³⁾ Carga correspondente à ruptura do MOD3 (modelo com armadura de junta nas três fiadas consecutivas da base).

⁽⁴⁾ Carga correspondente à ruptura dos modelos: MOD_REF (ABNT) e MOD_REF (EC6); largura de fissura visível segundo especificações da ACI 318 (ASTM).

A figura 6.12 ilustra o gráfico correspondente à deformação x geometria da linha no meio do vão do painel (região de maior tração), do modelo com armadura de junta a cada três fiadas, três consecutivas na base e duas consecutivas no topo (MOD_REF (EC6)).

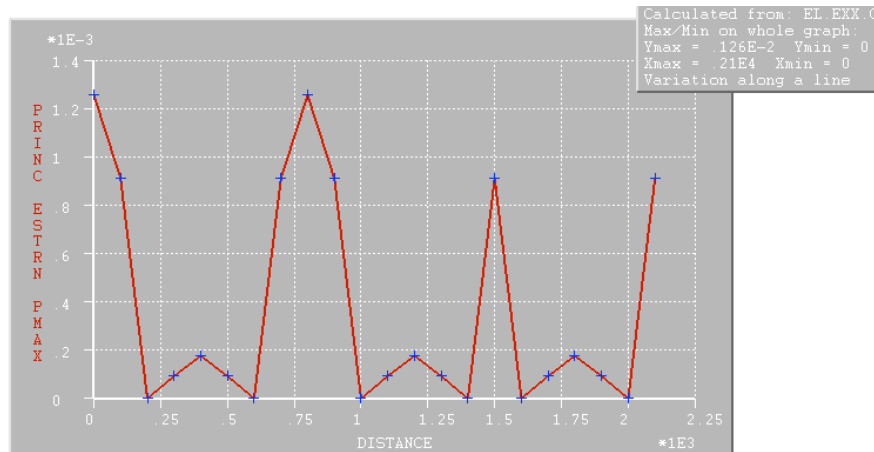


FIGURA 6.12 Gráfico deformação x geometria da linha no nível de carga de ruptura (110 kN) do modelo MOD_REF (EC6).

Por meio da análise dos resultados obtidos nos modelos reforçados com armadura de junta generalizada, definida a partir das especificações do projeto de Norma relativas à armadura mínima, observou-se fissuras de tração por flexão com largura de 0,4 mm para o nível de carga correspondente a 75,0 kN e flecha central igual a 0,5 mm. Trata-se do limite de largura de fissura considerada admissível segundo as especificações da ACI 318/ASTM - valor admissível definido em relação ao comprimento dos blocos cerâmicos adotados neste estudo. Portanto, para cargas superiores a 75,0 kN, as fissuras dos modelos com reforço (MOD_REF (ABNT) e (EC6)) apresentam larguras acima do limite admissível segundo a referida norma, em função das propriedades e dimensões da alvenaria e de seus componentes em análise.

Verifica-se, de acordo com os resultados apresentados na tabela 6.4, assim como a partir da distribuição de tensões e deformações do modelo sem armadura (MOD1_SREF) e do modelo com amadura na 3 fiadas consecutivas da base (MOD3), que a utilização da armadura de junta apenas na região inferior do painel de alvenaria não contribui, significativamente, na minimização das fissuras e na capacidade da alvenaria de se deformar.

Considera-se, com base nos modelos analisados, que a armadura de junta generalizada “retarda” a abertura de fissuras de corte resultantes da propagação de tensões na direção dos apoios (biela de compressão), conforme especificações do projeto de Norma (CB-CB-02 /ABNT), a armadura mínima torna-se necessária para controle de fissuração e aumento da ductilidade. Resultados, também, observados nos modelos analisados no estudo paramétrico.

Apesar das Normas utilizadas referirem-se à alvenaria estrutural, trata-se de recomendações adequadas para os painéis de alvenaria não estruturais, principalmente, os de grandes dimensões em virtude do surgimento de anomalias diante das novas técnicas, projetos e execução de obras.

6.4.1.3 PAINEL DE ALVENARIA SEM FUNÇÃO ESTRUTURAL COM DIMENSÕES 700 cm (L) x 400 cm (H) x 14 cm (t)

Adotou-se este painel como exemplo, por se tratar das dimensões de uma das paredes do novo Estádio da Luz dimensionadas por Lourenço (2002) e utilizadas como referências neste estudo. No entanto, tornou-se necessário alterar a espessura da parede de 15 cm para 14 cm em função das dimensões nominais dos blocos de vedação disponíveis no Brasil (conforme dados da tabela 6.1), além disso, por terem sido analisados no estudo experimental e aferidos via simulações numéricas mini-paredes de alvenaria com 14 cm de espessura e executadas com blocos cerâmicos de dimensões 14 cm x 19 cm x 29 cm.

Assim, o objetivo é manter os mesmos materiais utilizados nas mini-paredes ensaiadas, para que seja possível realizar a simulação numérica com base nas propriedades obtidas a partir da calibração dos resultados experimentais via simulações numéricas (apresentadas na tabela 4.1). Conseqüentemente, realizar comparações entre os modelos considerados.

A seguir, apresenta-se a aplicação do método de cálculo para definir a quantidade de armadura de junta no painel considerado.

1. Armadura mínima: $A_{s,\min} = 0,14 \times 0,03\% = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{m}$. Para este painel, adota-se a armadura de junta RND/Z.5-100, armadura de junta em treliça com barras longitudinais de diâmetro (ϕ) igual a 5.0 mm. Assim, conforme resultado da armadura mínima necessita-se de armaduras afastadas a uma distância (d) igual a 0,70 m.

$$A_s = \frac{\pi\phi^2}{4} \times (2 \text{ barras}) / d = \frac{\pi \times 0.5^2}{4} \times (2) / 0,70 = 0,56 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s,\min} \quad \text{Equação}$$

(6.13)

Conforme resultado, consiste em alternar a colocação de armadura de junta generalizada a cada quatro juntas (0,82 m) com a cada três (0,615 m).

A título de exemplo, caso considerasse o painel de alvenaria com dimensões de 700 cm x 400 cm e espessura de 24 cm, executado com blocos cerâmicos de 24 cm x 24 cm x 39 cm a armadura mínima seria igual a $A_{s,\min} = 0,24 \times 0,03\% = 0,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$. Assim, recomenda-se adotar armadura de junta RND/Z.5-200 afastadas a uma distância de 0.50 m (RND/Z.5-200) corresponde a armadura de junta em treliça com barras longitudinais diâmetro (ϕ) igual a 5.0 mm e espaçamento entre as barras longitudinais de 200 mm) – os tipos de armadura de junta disponíveis se encontram no catálogo do fabricante.

Neste caso, torna-se importante considerar, conforme as observações no capítulo 3 e em comunicação com o Prof. Dr Paulo Lourenço (UMinho / DEC), que a espessura da armadura utilizada tem pouca influência nos resultados em termo de ruptura face ao carregamento no plano, no entanto, para carregamentos fora do plano e na largura da fissura, a influência é significativa – tal fato se deve à influência do cobrimento da armadura no cálculo da largura da fenda.

2. Dimensionamento do painel para o funcionamento em arco entre os apoios.

2.1. Momento máximo de cálculo (equação (6.12)):

$$M_{sd} = \gamma_g \frac{phl^2}{8} = 1,4 \times \frac{1,68 \times 4 \times 7^2}{8} = 57,62 \text{ kN.m} \quad \text{Equação (6.14)}$$

$$M_{sd} \leq \frac{0.4 f_k b d^2}{\gamma_m} = \frac{0.4 \times 0.33 \times 140 \times 4000^2}{2.5} = 118,27 \text{ kN.m} \quad \text{Equação (6.15)}$$

2.2 Armadura de junta da base (equação (6.14)):

$$A_s = 2 \times \frac{M_{sd} \gamma_m}{f_{yd} z} = 2 \times \frac{2.5 \times 57.62 \times 10^6}{435 \times 2667} = 2,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Equação (6.16)}$$

Sendo, neste caso, o valor do braço de alavanca (z) e a resistência ao escoamento (f_s):

- $z = \frac{2}{3} \times h = 2,667 \text{ m} < 0,70L = 4,90 \text{ m}$, considerando que, neste caso, trata-se de uma viga parede por ser relação vão /altura menor do que 3 ($L/H = 7/4 = 1.75$);

- $f_s = 0,5 f_{yd} = \frac{0,5 f_{yd}}{\gamma_m}$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura.

O que corresponde a 6 (seis) fiadas consecutivas de armadura de junta RND/Z.5-100.

3. Verificação quanto ao cisalhamento.

$$V_{sd} = \gamma_g \frac{phl}{2} = 1.4 \times \frac{1.68 \times 4.3 \times 7}{2} = 35.4 \text{ kN} \quad \text{Equação (6.17)}$$

$f_{vk} \leq \begin{cases} 0,15 + 0,6\sigma \\ 1,4 \end{cases} = 0.15 \text{ MPa}$, não há tensão normal ao plano de corte e a resistência da argamassa é igual a 4.0 MPa (aos 14 dias) e 6.0 MPa (aos 28 dias), de acordo com os resultados apresentados no estudo experimental (capítulo 3).

Portanto:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} th}{\gamma_m} = \frac{0.15 \times 140 \times 4300}{2.5} = 36,12 \text{ kN} \quad \text{Equação (6.18)}$$

Para $V_{sd} \leq V_{Rd}$, não é necessária a armadura de cisalhamento.

Portanto, diante dos resultados obtidos e conforme observações do exemplo anterior sobre a influência da armadura de junta generalizada na propagação de tensões na direção dos apoios (esta armadura “retarda” a propagação de tensões), adotou-se a seguinte solução (MOD_REF (ABNT)):

- armadura de junta (geral): RND/Z.5-100 cada 4 fiadas;
- armadura de junta (base): RND/Z.5-100 5 fiadas consecutivas;
- armadura de junta (topo): RND/Z.4-100 3 fiadas consecutivas.

Conforme realizado no painel de alvenaria com 6,0 m de comprimento, verificou-se a quantidade de armadura de junta (equação (6.19)), na base do painel, para o funcionamento em arco entre os apoios de acordo com a expressão e coeficientes de ponderação do Eurocode 6.

$$A_s = \frac{M_{Rd} \gamma_s}{f_{yk} z} = \frac{1,15 \times 61,74 \times 10^6}{400 \times 2850} = 0,62 \text{ cm}^2 \quad \text{Equação (6.19)}$$

$$\text{Sendo: } M_{Sd} = \gamma_g \frac{p h l^2}{8} = 1,5 \times \frac{1,68 \times 4 \times 7^2}{8} = 61,74 \text{ kN.m}$$

Como $L/H < 2$, segundo o EC6 a parede deve ser dimensionada como uma viga parede, neste caso, $z = 0,15(l + 3h) = 2,85 \text{ m}$.

De acordo com este resultado, seriam necessárias duas fiadas consecutivas com armadura de junta RND/Z.5-100 na base para o funcionamento em arco entre os apoios. Assim, foi analisado um modelo com três fiadas consecutivas de armadura na base e, armadura definida de acordo com a taxa mínima que corresponde colocar armadura a cada quatro fiadas e três no topo. Consiste em um modelo definido com base no resultado da equação (6.19) e o modelo adotado por alguns construtores, porém, adicionado da taxa de armadura mínima para controle da fissuração, segundo recomendações das duas Normas analisadas neste estudo, portanto, trata-se do seguinte modelo (designado como MOD_REF (EC6)):

- armadura de junta (geral): RND/Z.5-100 cada 4 fiadas;
- armadura de junta (base): RND/Z.5-100 3 fiadas consecutivas;
- armadura de junta (topo): RND/Z.4-100 3 fiadas consecutivas.

A figura 6.13 ilustra os modelos analisados via simulações numéricas através do programa DIANA (9.1), cujas propriedades adotadas foram as definidas na tabela 4.1 do capítulo 4 (que corresponde ao valor de $E = 1500 \text{ MPa}$ e resistência à compressão igual a $0,33 \text{ MPa}$).

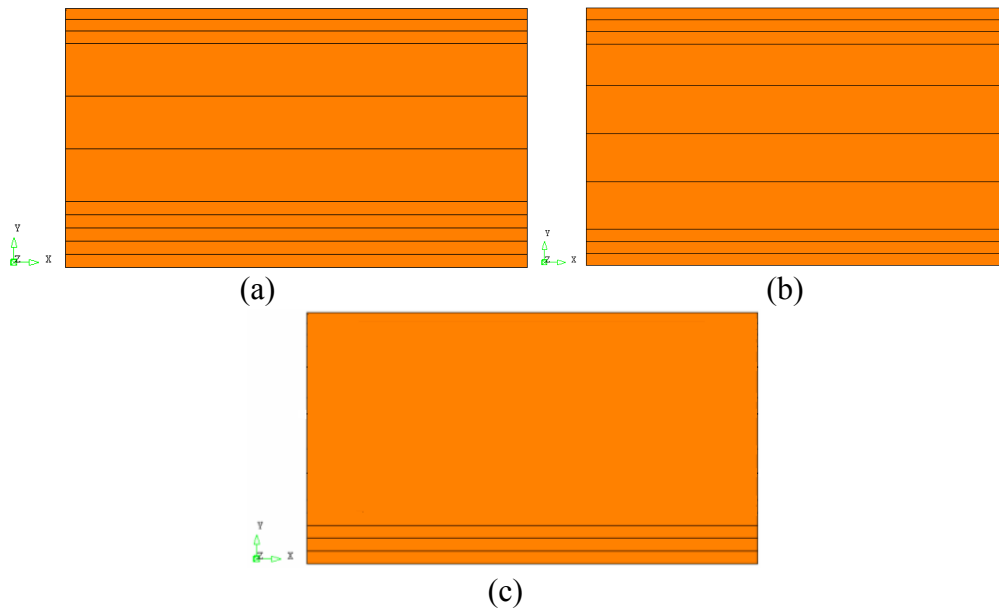


FIGURA 6.13 Modelos adotados para o estudo comparativo do painel com 700 cm x 400 cm x 14 cm: (a) painel com armadura de junta a cada quatro fiadas, cinco consecutivas na base e três consecutivas no topo (MOD_REF (ABNT)); (b) painel com armadura de junta a cada quatro fiadas, três consecutivas na base e no topo (MOD_REF (EC&)); (c) modelo com armaduras nas três fiadas consecutivas da base (MOD3).

Neste exemplo, apresentam os resultados na forma de carga x deslocamento do nó central, o nível de carga correspondente à primeira fissura no modelo sem reforço e a respectiva largura da fissura em cada modelo para o mesmo carregamento. Os demais níveis de cargas serão analisados, como no exemplo anterior, com as respectivas flechas e largura das fissuras.

Os resultados do modelo sem reforço serão analisados considerando que o *objetivo geral* deste estudo é comparar o comportamento da alvenaria não estrutural sem e com reforço (portanto, trata-se do modelo de referência).

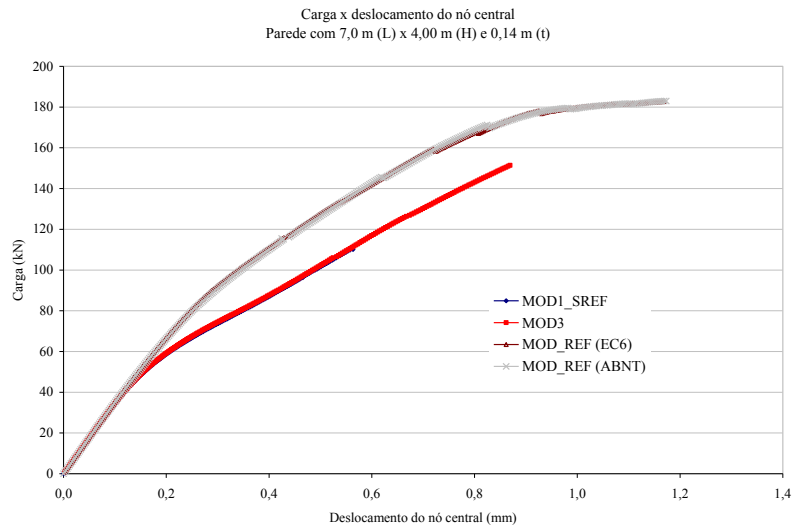


Gráfico 6.2 Curva carga x deslocamento do nó central dos modelos com 7,0 m de comprimento e 4,0 m de altura: MOD1_SREF (painel de alvenaria sem armadura de junta); MOD3 (modelo com armadura de junta na base em três fiadas consecutivas; MOD_REF (modelo obtido a partir do método simplificado de cálculo).

Neste painel, verificou-se que a ruptura do modelo sem armadura ocorreu em virtude da propagação de tensões na direção dos cantos inferiores, além disso, não ocorreu fissuras de tração por flexão antes da ruptura. A figura 6.14 ilustra as tensões principais máximas e mínimas, as deformações e a deformada total no nível de carga (110 kN) correspondente à ruptura deste modelo.

Neste nível de carga (110 kN), surge a primeira fissura de tração por flexão no modelo com armadura de junta nas três fiadas consecutivas da base, com largura da fissura igual a 0,02 mm.

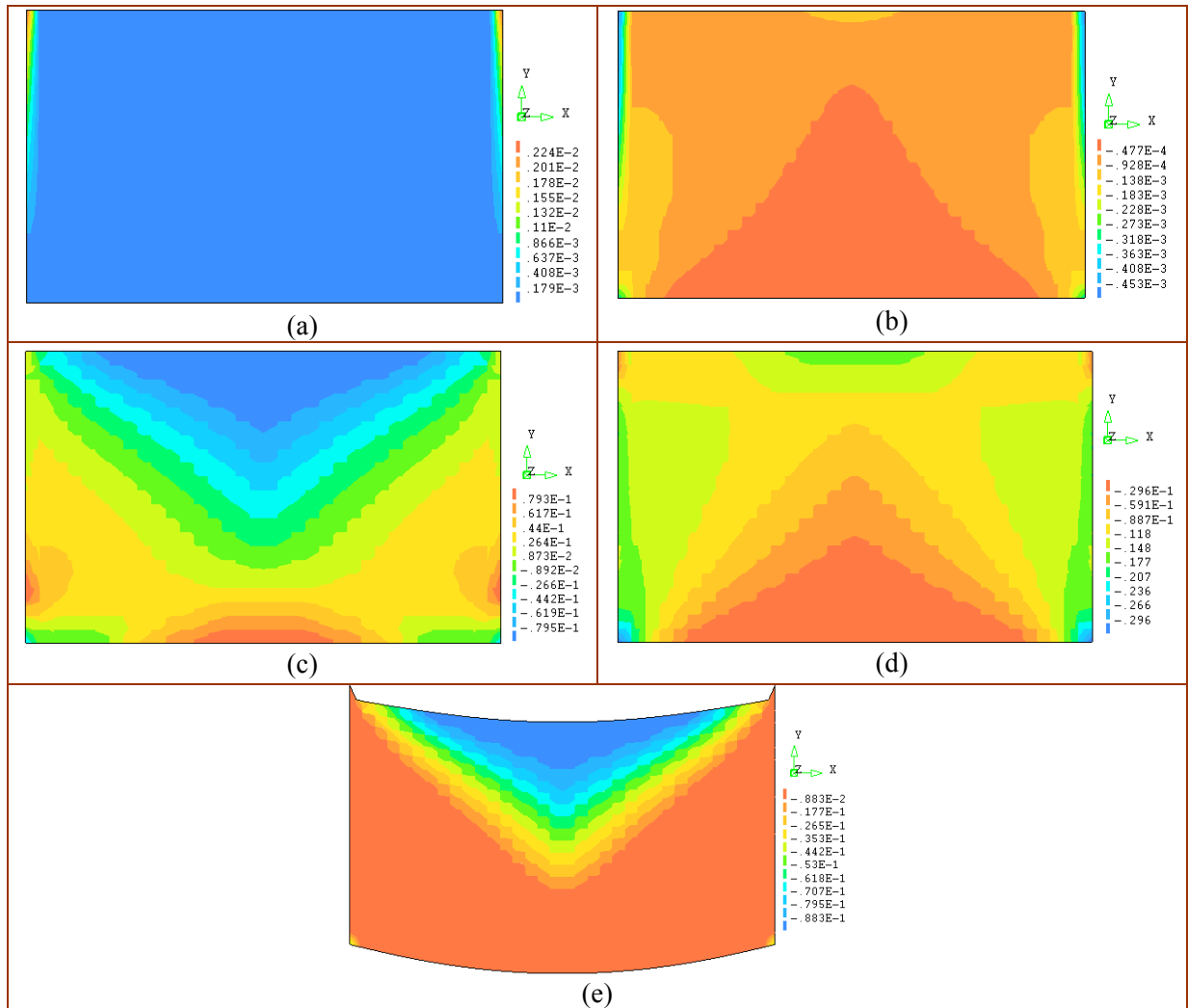


FIGURA 6.13 Resultados da análise numérica do modelo sem armadura (MOD1_SREF) para carga de ruptura (110 kN) e flecha central 0,6 mm: (a) deformação principal máxima; (b) deformação principal mínima; (c) tensão principal máxima; (d) tensão principal mínima; (e) deformada total e tensão média; (Unidades em Newton e milímetro).

Tabela 6.5 – Carga, flecha central e respectiva largura da fissura na região de maior tração por flexão (meio do vão) em cada modelo analisado – painel com 7,0 m de comprimento.

Carga (kN)	Modelo	Flecha central (mm)	Largura da fissura (mm)
110 ⁽¹⁾	MOD1_SREF	0,50	-
	MOD3	0,56	0,02
	MOD_REF(ABNT)	0,40	-
	MOD_REF(EC6)	0,40	-
151 ⁽²⁾	MOD1_SREF	-	-
	MOD3	0,87	0,35
	MOD_REF(ABNT)	0,66	0,14
	MOD_REF(EC6)	0,66	0,15
183 ⁽³⁾	MOD1_SREF	-	-
	MOD3	-	-
	MOD_REF(ABNT)	1,20	0,60
	MOD_REF(EC6)	1,20	0,60

⁽¹⁾ Carga correspondente à ruptura do modelo sem armadura (MOD1_SREF).

⁽²⁾ Carga correspondente à ruptura do MOD3 (modelo com armadura de junta nas três fiadas consecutivas da base).

⁽³⁾ Carga correspondente à ruptura dos modelos: MOD_REF (ABNT) e MOD_REF (EC6); largura de fissura visível segundo especificações da ACI 318 (ASTM).

Verifica-se, através dos resultados apresentados na tabela 6.5, assim como no painel com 6,0 m de comprimento, que a utilização da armadura de junta apenas na região inferior do painel de alvenaria não contribui significativamente na minimização das fissuras e na capacidade da alvenaria de se deformar, no entanto, aumenta a sua capacidade resistente em comparação com o modelo sem reforço.

Quanto à largura das fissuras para os níveis de carga considerados, observou-se que a largura é inferior nos modelos com armadura de junta generalizada (armadura mínima recomendada por Norma).

6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através dos painéis de alvenaria analisados, conclui-se que a armadura de junta generalizada “retarda” a propagação de tensões na direção dos apoios (efeito arco), o que evita a ruptura precoce dos cantos inferiores e a propagação de fissuras de corte ao longo do painel. Além disto, a armadura mínima diminui a largura das fissuras de tração por flexão associadas à deformação dos elementos suportes.

Portanto, para painéis de alvenaria não estruturais submetidas à flexão no plano, principalmente os painéis com maiores dimensões e utilizados no preenchimento de elementos estruturais flexíveis, recomenda-se dimensionar a alvenaria para o funcionamento em arco entre os apoios, além disto, a utilização da armadura mínima torna-se necessária para controle de fissuração e aumento da ductilidade.

Quanto à quantidade de armadura de junta na base, verificou-se que ao adotar valores intermediários entre os definidos pelo projeto de Norma (CB-CB-02 /ABNT) e Eurocode 6, não ocorreram diferenças entre os resultados obtidos para a flecha central, a capacidade resistente da alvenaria e na largura das fissuras dos painéis analisados. No entanto, para painéis sem a armadura de junta generalizada (armadura mínima) as diferenças tornam-se significativas, verifica-se maior largura das fissuras, menor capacidade da alvenaria de se deformar e menor capacidade resistente.

Vale ressaltar as observações apresentadas no capítulo 3, o aumento de armadura não conduz aumento de carga, sendo o comportamento da alvenaria controlada pela mão de obra / resistência à compressão.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo, apresentou-se um sistema construtivo onde se pretende compatibilizar dois subsistemas da construção, estrutura e alvenaria, em virtude das várias interferências observadas nas últimas décadas. Interferências que causam patologias, principalmente, fissuras na alvenaria de vedação que, com evolução tecnológica, novas tipologias construtivas, aumento dos vãos entre pilares e do número de pisos, assim como, rapidez de execução dos edifícios, estas fissuras se tornaram uma das principais anomalias nas alvenarias não estruturais. Não se trata de erros de projeto ou construção, mas, conseqüências da busca por novas soluções, da evolução, porém, crescimento tecnológico que não foi acompanhado pelas alvenarias não estruturais.

Apresentou-se uma técnica de reforço para as alvenarias estruturais a fim de minimizar o processo de fissuração associado à deformação excessiva dos elementos suporte. Assim, através das informações obtidas a partir da revisão bibliográfica e analisadas nos estudos experimentais, numéricos e paramétricos deste trabalho, verificou-se que o módulo de elasticidade, a resistência à tração e a fluência se tornam muito importantes no comportamento da alvenaria não estrutural. Além disso, verificou-se que a resistência à compressão é importante, no entanto, não é suficiente para prevenir o surgimento de fissuras na alvenaria de vedação, principalmente, quando esta é submetida à flexão no seu plano – esforço para o qual não é dimensionada.

Assim, a partir das análises realizadas em mini-paredes e painéis de alvenaria não estruturais submetidos à flexão no plano e reforçados com armadura de junta, verificou-se que é inegável a influência / contribuição da armadura na melhora da capacidade da alvenaria de se deformar e no controle da fissuração.

A influência da armadura de junta no comportamento da alvenaria de vedação, inicialmente, foi observado no estudo experimental. A partir da análise de modelos com armadura de junta, verificou-se que não havia fragmentação dos blocos como observado nos modelos sem reforço quando submetidos à flexão no plano. Comportamento observado em virtude da propagação de tensões na direção dos apoios, principalmente, nas mini-paredes ensaiadas com 280 cm de comprimento. Além disto, observou-se que os modelos reforçados com armadura de junta apresentaram aumento da carga de início de fissuração, melhor comportamento em serviço, maior capacidade resistente, maior flecha na ruptura e menor largura das fissuras quando submetidos aos mesmos carregamentos de um modelo sem reforço.

No entanto, as melhorias no comportamento da alvenaria não estrutural submetida à flexão no plano com esta técnica de reforço está associada com alguns fatores, tais como, a qualidade da mão de obra e a resistência à compressão da alvenaria.

A partir da análise do comportamento linear da armadura observado através das curvas *cargas x deformação*, no comportamento não linear das mini-paredes da Série 2, nos resultados obtidos na Série 3 (apresentados no capítulo 3) e nos resultados das simulações numéricas, verificou-se que a utilização da armadura de junta e /ou aumento da taxa de armadura ao longo da alvenaria não estrutural não conduz ao aumento de carga.

Resultados que, também, foram verificados no estudo numérico considerando que após calibração das propriedades da alvenaria e na análise dos diagramas de tensões e deformações, os três modelos simulados romperam por esmagamento antes de plastificar a armadura. Neste contexto, se a parede de alvenaria é relativamente rígida e a resistência à compressão é baixa, o aumento de armadura de junta não conduz na melhora do comportamento da alvenaria submetida à flexão no seu plano.

Mas, de forma geral, observou-se que os modelos reforçados com armadura de junta apresentaram um aumento da carga de início de fissuração, melhor comportamento em serviço, maior capacidade resistente e maior flecha na ruptura.

Melhorias verificadas, também, em relação ao estado limite último, o que permite demonstrar que há ganhos e que esta armadura pode ser utilizada na alvenaria armada com função estrutural.

Porém, apesar da existência desta armadura de junta, observou-se que esta técnica de reforço da alvenaria não estrutural é pouco explorada no Brasil em comparação aos países da Europa, principalmente, em função da falta de registros sobre o controle tecnológico dos materiais, sobre os métodos de dimensionamento e desconhecimento científico sobre esta técnica.

Assim, realizou-se um estudo paramétrico cujo objetivo era avaliar e identificar, através de modelagens numéricas, os efeitos dos principais parâmetros que afetam o comportamento de paredes de alvenaria sem função estrutural reforçadas com armadura de junta e submetidas à flexão em seu plano.

Neste estudo, verificou-se que em todos os modelos analisados sem e com armadura de junta para os painéis de alvenaria com 600 cm de comprimento e relação H/L igual a 0,45 e para os painéis com 700 cm de comprimento e relação H/L igual a 0,35, a rigidez inicial se manteve semelhante para os diferentes módulos de deformação adotados (1.125 MPa, 1.500 MPa, 1987 MPa e 2.250 MPa). No entanto, à medida que o carregamento aumentava, os deslocamentos dos nós centrais (flecha a meio vão) tornavam-se inversamente proporcionais aos módulos de deformação de cada painel sem ou com armadura de junta – maior módulo de deformação, menor capacidade da alvenaria de se deformar.

Observou-se, no estudo paramétrico, que os painéis de alvenaria com armadura de junta analisados apresentaram flechas centrais, aproximadamente, duas vezes maiores do que as flechas obtidas nos painéis sem armadura, assim como, apresentaram maior capacidade resistente.

Quanto aos painéis sem armadura, verificou-se, também, que a capacidade resistente da alvenaria aumenta para módulos de deformação maiores, considerando que, nestes casos, a resistência à compressão da alvenaria era maior, conseqüentemente, o esmagamento dos blocos próximos aos cantos inferiores em virtude da propagação de tensões na direção dos apoios (efeito arco) ocorriam de forma tardia em comparação com os painéis com menores módulos.

Além disso, através dos resultados das simulações numéricas (distribuição de tensões e deformações principais), verificou-se que em ambos os modelos (sem e com armadura), as primeiras fissuras no meio do vão surgiram para o mesmo nível de carga e flecha central. Da

mesma forma, a partir deste instante, verificou-se mudanças consideráveis no comportamento da alvenaria – que se caracterizam pelo maior intervalo (maior distância) entre as curvas *carga x deslocamento do nó central* dos modelos (maior perda de rigidez nos modelos sem armadura e menor capacidade da alvenaria de se deformar, característica dos materiais “quasi” frágeis).

Quanto ao modo de ruptura nos painéis com 6,0 m de comprimento, observou-se que, nos modelos sem armadura com maior módulo de deformação, a ruptura ocorreu por fissuração no meio do vão. Enquanto que, nestes mesmos modelos, para menores módulos de deformação e resistência à compressão, a ruptura ocorreu por tração e esmagamento nas regiões próximas aos apoios (efeito arco).

Quanto aos painéis com armadura de junta, observou-se o mesmo comportamento, no entanto, verificou-se que as armaduras de junta aumentaram a capacidade resistente da alvenaria à tração, assim como, “retardaram” a propagação de fissuras de corte e a formação do efeito arco. A princípio, verificaram-se micro-fissuras na região central dos painéis reforçados, com evolução destas ao longo de toda a região inferior da alvenaria (não ocorre a propagação da fissura de tração por flexão apenas no meio do vão como no modelo sem armadura). Em seguida, em função do efeito arco, observa-se abertura de fissuras de corte que, associadas às fissuras pré-existentes em virtude da ligação semi-rígida (adotada na análise), provocaram redução na rigidez dos modelos reforçados e conseqüente ruptura.

Para avaliar o efeito da relação altura / comprimento (H/L) no comportamento dos painéis de alvenaria sem e com armadura, utilizou-se os resultados dos painéis com H/L igual a 0,45 e 0,61. Para fins de avaliação do parâmetro e comparação com os resultados experimentais (cuja relação H/L foi igual a 0,35), foram utilizadas as mesmas propriedades da alvenaria obtidas através da aferição das propriedades experimentais via simulações numéricas, nos quais $E = 1.500 \text{ MPa}$ e resistência à compressão igual a $0,33 \text{ MPa}$.

Verificou-se que, nos modelos sem ou com armadura, quanto maior a relação H/L, menor a carga de fissuração da alvenaria. Quanto aos deslocamentos no meio do vão (flecha central) na carga de ruptura, praticamente não variaram em ambos os modelos, no entanto, quanto maior a relação H/L, maior a capacidade resistente da alvenaria.

Entretanto, foram utilizados apenas de dois modelos para diferentes relações H/L, números insuficientes para concluir que este comportamento é sempre o mesmo como nos casos considerados. Assim, os resultados foram comparados com os resultados obtidos no capítulo 4

cuja relação H/L dos modelos foi igual a 0,35. Os modelos adotados foram o modelo sem armadura (MOD1) e o modelo com armadura a cada duas juntas horizontais (MOD2) – modelo que melhor representou a distribuição de armadura adotada no estudo paramétrico. Cujos resultados indicaram menor carga de fissuração da alvenaria e menor capacidade resistente em comparação com os modelos analisados (H/L iguais a 0,45 e 0,61).

Neste estudo, cujos modelos analisados tratou-se de painéis de alvenaria, torna-se importante considerar que os painéis de alvenaria sem função estrutural se encontram confinados por pórticos de concreto armado ou de aço. Assim, o painel fissurado pode desenvolver novos caminhos para as tensões e absorver acréscimos de carga. Além disto, considerou-se painéis de alvenaria bi-apoiados o que aumentou a concentração de tensões de compressão nos cantos inferiores, o que pode levar o modelo à ruptura antes de outros modelos nos quais os painéis se encontram apoiados ao longo de um comprimento equivalente a três blocos. Finalmente, considera-se que as condições de contorno para os apoios dependem do descolamento da alvenaria em relação à viga inferior, conseqüentemente, trata-se de outro parâmetro que corresponde à rigidez relativa do sistema (resistência e rigidez do painel de alvenaria e do pórtico).

Através dos resultados dos ensaios experimentais (Capítulo 3), da análise numérica (Capítulo 4) e do estudo paramétrico (Capítulo 5), realizou-se um estudo comparativo sobre a quantidade de armadura de junta e a sua distribuição ao longo de uma parede de alvenaria submetida à flexão no seu plano, de acordo com as propriedades físicas e mecânicas dos blocos cerâmicos (material comumente utilizado nas alvenarias sem função estrutural do Brasil).

No estudo paramétrico, além de verificar o aumento da capacidade resistente à tração e a capacidade da alvenaria reforçada com armadura de junta de se deformar, analisou-se a carga correspondente à largura da fissura, mais um parâmetro, além dos analisados no capítulo 5, que auxiliou no estudo comparativo entre os modelos adotados e a influência da taxa de armadura de junta no comportamento da alvenaria não estrutural submetida à flexão no seu plano.

Através das curvas *cargas x deslocamento do nó central*, verificou-se que, nos modelos com armadura de junta apenas nas três primeiras fiadas, o comportamento da alvenaria submetida à flexão no seu plano foi similar ao modelo sem armadura no que se refere à capacidade de se deformar e à capacidade resistente da alvenaria à tração.

Verificou-se que os modelos com armadura de junta apenas nas três fiadas consecutivas da base, apresentaram maior concentração de tensões nos cantos inferiores, assim como, fissuras de corte em virtude da propagação de tensões na direção dos apoios, além das pré-existentes nas laterais do painel que se propagaram à medida que ocorria a deformação dos elementos suportes (neste estudo, representada pelo carregamento que foi aplicado através de sucessivas cargas verticais incrementadas até a ruptura).

Concluiu-se, a partir do estudo comparativo entre os modelos analisados, que a armadura de junta generalizada “retarda” a abertura de fissuras de corte que surgem em função do tipo de ligação pilar-alvenaria (comumente adotado no Brasil), assim como, fissuras de corte resultantes da propagação de tensões na direção dos apoios (biela de compressão) e as fissuras de tração por flexão. Além disto, a armadura mínima diminui a largura das fissuras de tração por flexão associadas à deformação dos elementos suportes.

Portanto, para painéis de alvenaria não estruturais submetidas à flexão no plano, principalmente os painéis com maiores dimensões e utilizados no preenchimento de elementos estruturais flexíveis, recomenda-se dimensionar a alvenaria para o funcionamento em arco entre os apoios, além disto, a utilização da armadura mínima torna-se necessária para controle de fissuração e aumento da ductilidade.

Quanto à quantidade de armadura de junta na base, verificou-se que ao adotar valores intermediários entre os definidos pelo projeto de Norma (CB-CB-02 /ABNT) e Eurocode 6, não provocaram diferenças entre os resultados obtidos para a flecha central, a capacidade resistente da alvenaria e na espessura das fissuras dos painéis analisados. No entanto, para painéis sem a armadura de junta generalizada (armadura mínima) as diferenças tornaram-se significativas, verificou-se maior espessura das fissuras, menor capacidade da alvenaria de se deformar e menor capacidade resistente.

Quanto às desvantagens desta técnica de reforço pode-se considerar que uma das dificuldades na utilização da armadura de junta é a garantia de uma espessura de junta aceitável e a obtenção de um recobrimento adequado das armaduras. De acordo com o projeto de Norma CB-CB-02 /ABNT, as armaduras colocadas nas juntas de assentamento não devem ter diâmetro superior a 6.3 mm e deve ter um espaçamento das armaduras longitudinais no máximo de 600 mm.

Quanto às vantagens pode-se considerar, a princípio que, conforme Lourenço (2002), esta técnica de reforço não conduz, praticamente, a alterações no processo de construção

tradicional da alvenaria de vedação, considerando que a armadura de junta é introduzida na argamassa; obtém-se um material homogêneo, com características adequadas para limitar as patologias associadas à fissuração generalizada, e com propriedades resistentes às ações referidas; o estudo pode auxiliar na minimização do processo de fissuração às quais as paredes de vedação estão sujeitas. Diante das vantagens anteriores, decorre uma maior rapidez de execução e uma maior racionalidade da construção de forma que o construtor possa executar com qualidade e adequada produtividade.

No entanto, em função da evolução tecnológica, cabe à engenharia o perfeito dimensionamento das estruturas e seus preenchimentos (alvenarias). Torna-se necessário apresentar com mais precisão os valores das flechas imediatas em qualquer região dos elementos suportes. Conseqüentemente, em função dos resultados observados e da quantidade de amostras e parâmetros analisados, tornou-se possível a sugestão de estudos para trabalhos futuros.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Diversos temas podem ser propostos para a continuidade desta pesquisa. Embora a pesquisa tenha focado alguns aspectos do reforço das alvenarias não estruturais submetidas à flexão no plano, em virtude de algumas limitações no estudo experimental e dos poucos ensaios realizados, esta técnica de reforço foi abordada em maior ou menor grau de profundidade em relação aos diversos fatores que influenciam o comportamento da alvenaria.

Neste sentido, os temas sugeridos, a seguir, trata-se de algumas lacunas identificadas durante a pesquisa e sugestões para melhorar as técnicas e práticas precedentes e, além disso, para melhorar a confiabilidade destes estudos e incentivar a procura de novas soluções a fim de evitar e prevenir as patologias em alvenaria, principalmente a fissuração.

- Estudos similares a estes apresentados, com a utilização de outros tipos de blocos, como blocos vazados de concreto, principalmente, os estruturais.
- Influência desta técnica de reforço nas paredes com aberturas, principalmente, na colocação destas armaduras na substituição de vergas e contra-vergas.
- Influência desta técnica de reforço no comportamento das paredes tanto estruturais como de vedação sujeitas a ações fora do plano.
- Influência das armaduras de junta no desempenho das alvenarias estruturais com e sem aberturas.

- Identificação de mecanismos de resistência e deformação nas paredes de alvenaria e estabelecimento de correlações entre as propriedades dos componentes, prismas, mini-paredes, por meio de uma maior quantidade de ensaios em laboratório, para caracterização mais precisa dos materiais e para o estabelecimento e calibração de modelos teóricos.
- Adequação da segurança estrutural de edifícios de alvenaria a partir desta técnica de reforço.
- Verificar a influência da armadura de junta na instabilidade de paredes sujeitas à flexo-compressão.
- Influência da armadura de junta no comportamento anisotrópico de paredes de alvenaria submetidas à sollicitação bi-axial.
- Influência do reforço de paredes de alvenaria com armadura de junta nos limites de flechas dos elementos estruturais de suporte.

CAPÍTULO 8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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. et al. (1996). *Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh*. In: World Conference on Earthquake Engineering, 11. Junho. Acapulco, México. *Proceedings* nº 1471.
- ALVENARIAS (1988). *Construção São Paulo*, p. 14-23. Suplemento.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual Técnico de Alvenaria*. ABCI, 274p. São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). *Blocos de Concreto Simples para Alvenaria - Determinação da Resistência à Compressão*. MB-116, ABNT, 2p.
- _____. NBR-7171 (1992). *Bloco Cerâmico para Alvenaria*. Rio de Janeiro.
- _____. NBR-7186 (1982). *Blocos de Concreto Simples para Alvenaria com Função Estrutural - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.
- _____. NBR-6136 (1980). *Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural*, 7p. São Paulo.
- _____. NBR-7173 (1982). *Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria sem Função Estrutural*, 6p. Rio de Janeiro.

- _____. NB-1228 (1989). *Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto*. Rio de Janeiro.
- _____. NBR-6120 (1980). *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações*, 6p. Rio de Janeiro.
- _____. CB-CB-02 (2007). *Projeto de Norma para alvenaria estrutural com blocos cerâmicos*.
- _____. NBR-8522 (1984). *Determinação do Módulo de Deformação Estático e Diagrama Tensão -Deformação - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.
- _____. (1985). *Execução do Controle de Obras em Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto*. NBR-8798, ABNT, 29p. Rio de Janeiro.
- _____. (1980). *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. NBR-6123, ABNT. Rio de Janeiro.
- _____. (1985). *Paredes de Alvenaria Estrutural, Ensaio à Compressão Simples. Método de Ensaio*. NBR-8949, ABNT. Rio de Janeiro.
- _____. *Prismas de Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural. Preparo e Ensaio à Compressão - Método de Ensaio*. NBR-8215, ABNT. Rio de Janeiro.
- _____. (1995). *Revestimento de paredes e tetos em argamassas inorgânicas: terminologia*. NBR-13529, ABNT. Rio de Janeiro.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993). *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*. ASTM E 519-93.
- BARBOSA, C. S. (2000). *Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte*. São Paulo, 162p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.
- BASTIDAS, E. D.. et al. (2003). *Non-structural masonry walls strengthened with GFRP laminates*. In: North American Masonry Conference p. 168-179. South Carolina, USA.
- BAUER, L.A.F.; BAUER R.J.F.(1986). *Estruturas de concreto: patologia*. São Paulo, (Boletim Bauer, n. 2).
- BAUER R.J.F. (1985). *Bandagem para selagem de trincas*. São Paulo, Centro Tecnológico de Controle da Qualidade L.A. Falcão Bauer. (Certificado E/10422/85).

- BAUER, R.J.F. (1997). *Patologia em revestimentos de argamassa inorgânica*. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, 2. Salvador, 1997. Anais. Salvador, CETA/ANTAC, 1997. p.321-333.
- BELZEGA, A. A. (1984). *Edifícios de habitação: caracterização e estimação técnica-econômica*, UTL-INCM, 1984.
- BONIN, L.C. (1988). *Manutenção de edifícios: uma revisão conceitual*. In: SEMINÁRIO SOBRE MANUTENÇÃO DE EDIFÍCIOS, 1. Porto Alegre, 1988. Anais. Porto Alegre, UFRGS – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, p.1-31.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1982). *Cleaning and surface repair of buildings*. Part 1. Natural stone, cast stone and clay and calcium silicate brick masonry – BS 6270. Londres, 1982.
- BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT (1994). *Housing defects reference manual*. Londres, E. & F.N. Spon.
- BUILDING RESEARCH STATION DIGEST.(1966). *Cracking in buildings*. Garston, n.75, Oct.
- CAPPUZZO, V. (2005). *Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais*. São Carlos, 334p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.
- 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, p. 25-36. Anais. Rio Grande do Sul. Anais.
- CHAMOSA, J.A.V.; ORTIZ, J.L.R.(1984). *Patologia de la construcción en Espana: aproximacion estadística*. Informes de la construcción, v. 36, n. 364, p. 5-15, oct.
- CHEN, W. F. (1982) *Plasticity in Reinforced Concrete*. New York: McGraw-Hill.
- CHEN, W. F. (1988) *Plasticity for Structural Engineers*. New York: Springer – Verlag.
- CINCOTTO, M. A. (1984). *Patologia das argamassas de revestimento: análise e recomendações*. Tecnologia de edificações, n. 1, p.7-12, ago.
- COELHO, R. A. (2008). *Patologia e recuperação de edifícios de alvenaria*. Seminário Internacional sobre novas tecnologias para a alvenaria . Belo Horizonte / Brasil.

-
- COELHO, R. A. (2002). *Emprego de armaduras de pequeno diâmetro em alvenaria estrutural – um estudo de caso*. Proceedings of the VII Internacional Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, p. 233-235. Belo Horizonte / Brasil.
- CUR (1994) - *Structural masonry: a experimental/numerical basis for practical design rules* (in Dutch). Report 171, CUR, Gouda, The Netherlands.
- DAL MOLIN, D. C. C. (1988). *Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre, 1988. 220p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- DALLY, J. W.; RILEY, W. F.(1991) *Experimental Stress Analysis*, 3rd ed., MacGraw-Hill International Editions, ISBN 0-07-100825-X, 1991.
- DIANA-9.1 *User's Manual – Pre and Post processing*. First eds. Copyright (c) 2005 by TNO DIANA BV.
- EHSANI, M. R. & SAADATMANESH, H. (1996). *Seismic retrofitting of URM walls with fiber composites*, The masonry society journal, 1996.
- ELDRIGE, H. J.(1982) *Common defects in buildings*. London, Crown, 1982.
- FATHY, A. M. et al (2008). *A numerical study of masonry cracks*. In: Engineering Failure Analysis.
- FRANCO, L. S. (1987). *Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada, quando submetido a esforços de compressão*. São Paulo, 136p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- FREITAS, V. P. & SOUSA, M. (2002). *Patologia da construção – Um catálogo*. Second International Symposium on Building Patology and Rehabilitation, p. 403-405. Porto, 2002.
- GARCIA, P. D. (2000). *Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos*. São Carlos, 173p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.
- GOUVEIA, J.M.(2007). *Eurocode 6 e o dimensionamento das estruturas de alvenaria*. Construção Magazine.

-
- GRIMM, C.T.(1988). *Masonry cracks: a review of the literature*. In: SIMPOSIUM ON MASONRY: MATERIALS, DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE, New Orleans, 1986. Philadelphia, ASTM. p.257-280. (ASTM STP, 992).
- HOLANDA JR., O. G. (2002). *Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural*. São Carlos, 224p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS, SÃO PAULO (1988). *Parede de vedação em blocos cerâmicos: manual de execução*. São Paulo, IPT/SINDUSCON-SP.
- IOSHIMOTO, E. Incidência de manifestações patológicas em edificações habitacionais. *Tecnologia de Edificações*, n. 2, p. 109-12, ago. 1985.
- 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.
- JABOROV, M. et al. (1985) *Strengthening of damage masonry by reinforced mortar layers*. World Conference on Earthquake Engineering, 7, vol. 15 nº 3, *Proceedings*, p. 73-80.
- JORGE et al. (2005). *Teoria da plasticidade*. Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial. Faculdade de Engenharia do Porto / Universidade do Porto, 2005.
- KAHN, L.F. (1984). *Shotcrete retrofit for unreinforced brick masonry*. World Conference on Earthquake Engineering, 8, San Francisco, Julho, *Proceedings*, p. 583-590.
- KHATTAB, M. M. & DRYDLE, R. G. (1992). *Tests of concrete block masonry under biaxial tension-compression*. In: Canadian masonry symposium. p. 645-56.
- LIBÂNIO, M. P. et al. (2004) *Estruturas de concreto – apostila*. Departamento de Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 2004.
- LOGEAIS, L. (1989). *L'étanchéité a l'eau des façades Lourdes. Deuxième partie*. Paris, E. G., 1989. (Qualité Construction).
- LORDSLEEM JR, A.C (1997). *Sistemas de recuperação de fissuras da alvenaria de vedação: avaliação da capacidade de deformação*. São Paulo, 174p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

-
- LOURENÇO et al. (2003). *Paredes de alvenaria estrutural não armadas dotadas de armadura e submetidas a carregamento lateral*. Relatório 03-DEC / E-13, 63 p. Universidade do Minho, Guimarães / Portugal, 2003.
- LOURENÇO, 2003. *Defeitos e soluções para paredes de alvenaria não-estrutural*. Universidade do Minho, 2003, p.175-185.
- LOURENÇO, P. B. (1994). *Analysis of masonry structures with interface elements: theory and applications*. Delft University of Technology, 25p. The Netherlands.
- LOURENÇO, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Delft, The Netherlands, Delft University Press.
- LOURENÇO, P. B. (1996). *Um micro-modelo para a análise de estruturas de alvenaria*. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Guimarães / Portugal. Relatório n. 3, 1996. p. 15-28.
- LOURENÇO, P. B. (1999). *Métodos computacionais na mecânica dos sólidos não-linear*. Relatório –DEC / E-1, 124 p. Universidade do Minho, Guimarães / Portugal, 1999.
- LOURENÇO, P. B., ALMEIDA, J. C., BARROS, J. A. (2004). *Experimental investigation of bricks under uniaxial tensile testing*. *Masonry International*, 18 (1), 2004.
- LOURENÇO, P.B. (1994) - *Analysis of masonry structures with interface elements: Theory and applications*. Report 03-21-22-0-01, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- LOURENÇO, P.B. (1995a) - *The elastoplastic implementation of homogenization techniques: with an extension to masonry structures*. Report 03-21-1-31-02, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- LOURENÇO, P.B. (1995b) - *An orthotropic continuum model for the analysis of masonry structures*. Report 03-21-1-31-27, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- LOURENÇO, P.B. (2002). *Concepção e projecto para alvenaria*. In: Seminário sobre Paredes de Alvenaria, P.B. Lourenço & H. Sousa (Eds). p.77-110. Porto, 2002.
- LOURENÇO, P.B. and ROTS, J.G. (1993) - On the use of micro-models for the analysis of masonry shear-walls, in: *Computer methods in structural masonry - 2*, eds. G.N. Pande and J. Middleton, Books & Journals International, Swansea, UK, p. 14-26.

-
- LOURENÇO, P.B., ROTS, J.G. and BLAAUWENDRAAD, J. (1994) - Implementation of an interface cap model for the analysis of masonry structures, in: *Computational modeling of concrete structures*, eds. H. Mang *et al.*, Pineridge Press, Swansea, UK, p. 123-134.
- LOURENÇO, P.B., ROTS, J.G. and FEENSTRA, P.H. (1995) - A 'tensile' Rankine type orthotropic model for masonry, in: *Computer methods in structural masonry - 3*, eds. G.N. Pande and J. Middleton, Books & Journals International, Swansea, UK.
- MASSON, A (1994). *Fissuration*. Paris, CATED.
- MEDEIROS, J.S.; FRANCO, L. S.(1999). *Prevenção de trincas em alvenarias através do emprego de telas soldadas como armadura e ancoragem*. Texto Técnico, TT/PCC/22 – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 78p.
- MEDEIROS, J.S.; SABBATINI, F.H.(1994). *Estudos sobre a técnica executiva de revestimentos de argamassa sobre paredes de alvenaria*. In: International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, 5. Florianópolis, 1994. Proceedings. Florianópolis, UFSC/University of Edinburgh/ANTAC, p. 594-607.
- MENDES, Silva H., *Alvenarias não estruturais: Patologias e estratégias de reabilitação*, Universidade do Porto, 2002, p.187-206.
- MORAES, M.B. (1982). *Estudo das trincas em paredes de alvenaria auto-portante de tijolos e blocos de solo-cimento*. São Paulo, 82p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1982.
- NASCIMENTO NETO, J. A. (2003). *Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos*. São Carlos, 327p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.
- NASCIMENTO, O. L. (2005). *Avaliação do comportamento de painéis de alvenaria com três fiadas, reforçados com armadura Murfor*. Belo Horizonte, 20 p. Relatório Técnico apresentado à empresa Belgo Bekaert S. A. Xerocopiado.
- NASCIMENTO, O. L. (2005). *Manual técnico de utilização da armadura Murfor para alvenaria*. Belgo Bekaert Arames. Belo Horizonte / M.G.
- NASCIMENTO, Otávio Luiz do. *Alvenarias* (2004)- IBS/CBCA (Instituto Brasileiro de Siderurgia Centro Brasileiro da Construção em Aço), Rio de Janeiro: 2004.

-
- OLIVEIRA, F.L. (2001). *Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada*. São Carlos, 203p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.
- OLIVEIRA, J.T., BARROS, J.O., LOURENÇO, P.B., MARQUES PINHO, A.(2002). *Uniaxial testing of expanded metal sheet*, Relatório 02-DEC/E-11, Universidade do Minho, Guimarães / Portugal, 2002.
- OVERSEAS BUILDING NOTE (1993). *Maintenance of low-cost buildings*. Garston, n.200. Dec. 1993.
- PELETEIRO, S.C. (2002), *Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural*. 143p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.
- PFEFFERMAN, O. (1968). *Les fissures dans les constructions consequence de phenomenes physiques naturels*. Annales de L’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, v. 21, n.250, p. 1453-82, oct.
- PFEFFERMAN, O.; PATIGNY, J.J. (1975). *Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une deformation excessive du support*. CSTC revue, n.4, p. 11-25, dec.
- REINHORN, A.M.; PRAWEL, S.P.(1985). *Ferrocement for seismic retrofit of structures*. In: International Symposium on Ferrocement, 2 p. 157-172. Roorkee, Índia.
- RESENDE, A. F. B. & CERQUEIRA, L. M. (2005). *Análise não linear de estruturas planas de betão armado*. Seminário de Estruturas, 2004 / 2005 – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 79 p. Portugal, abril de 2005.
- REYGAERTS, J.; et al. (1978). *Comment éviter les dégats*. CSTC revue, n.3, p. 3-10, sept.
- REYGAERTS, J.; GASPER, M.; DUTORDOIR, C. 1200. (1976). *Problemes – erreurs de conception, défauts de construction, dégats*. CSTC revue, n.3, p. 2-6, sept.
- ROY, R.K. (1991). *Strengthening and rehabilitation of old structure using ferrocement-some case studies in Bangladesh*. In: Intenational Symposium, 4., and National Congress on Ferrocement, 3, p. J18-J28 v.I. Cuba.
- SABBATINI, F.H. et al. (1988). (b) *Recomendações para construção de paredes de vedação em alvenaria*. São Paulo, EPUSP-PCC. (Relatório CPqDCC n.20013 – EP/ENCOL-1).

-
- SABBATINI, F.H. et al. (1988). (a) *Recomendações para execução de revestimentos de argamassas para paredes de vedação e tetos*. São Paulo, EPUSP-PCC. (Relatório CPqDCC n.20012 – EP/ENCOL-1).
- SABBATINI, F.H. et al.(1995) *Conceitos básicos sobre a execução de revestimentos de argamassa armados*. São Paulo, 1995. Xerocopiado.
- SABBATINI, F.H.(1984). *O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária*. São Paulo, 1984. 298p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- SABBATINI, F.H.(1989). *Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos: formulação e aplicação de uma metodologia*. São Paulo. 321p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- SELMO, S. M. S. (1989). *Dosagem de argamassas de cimento portland e cal para revestimento externo de fachada de edifícios*. São Paulo, 1989. 187p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- SILVA, J. M. (2002). *Alvenarias não estruturais: patologias e estratégias de reabilitação*. In: Seminário sobre Paredes de Alvenaria, P. B. Lourenço & H. Sousa (Eds). p. 187-206. Porto, 2002.
- 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.
- SOUSA, M. (2002). *Patologia da Construção – Um Catálogo*. In: 2nd International Symposium on Building Patology, Durability and Rehabilitation. p. 401-408. Porto, 2002.
- THÉCHNE (2005) – *Deformações estruturais: revestimentos e alvenaria estouram e mostram a incompatibilidade dos sistemas*, p. 46-51. Edição 97 / ano 13 abril de 2005.
- THOMAZ, E.(1989). *Trincas em edifícios*. São Paulo, IPT / EPUSP / PINI.
- THOMAZ, E.; HELENE, P.(2000). *Qualidade no projeto e na execução de alvenaria estrutural e de alvenarias de vedação em edifícios*. São Paulo, EPUSP. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT / PCC/252).

TUMIALAN, J. G. et al. (2003). *Strengthening of unreinforced masonry walls (URM) infill walls by FRP structural repointing*. In: North American Masonry Conference p. 1064-1075. South Carolina, USA.

VALLUZZI, M.R. et al. (2004). *Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing*. In: Construction and Building Materials p.63-73. Pádua, Itália.

CAPÍTULO 9

BIBLIOGRAFIAS

- AZEVEDO, (1985). *Análise não linear de estruturas planas de betão armado pelo método dos elementos finitos*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1985.
- CERQUEIRA, L. M. (2005). *Análise não linear de estruturas planas de concreto armado*. Seminário de Estruturas (2004 /2005). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto / Portugal (2005).
- DIAS, S. J. E. (2001). Verificação experimental do reforço com CFRP de estruturas de concreto à flexão. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto / Portugal (2001).
- FUÍNA, J. S.; PITANGUEIRA, R. L. (2003) *Combinações de deformações para controlar trajetórias de equilíbrio em análise não-linear de estruturas*. Mecánica Computacional Vol. XXII M. B. Rosales, V. H. Cortínez y D. V. Bambill (Editores) Bahía Blanca, Argentina, Noviembre 2003.
- GONÇALVES, R. M. et al. (2003). *Análise da resposta de modelos numéricos de vigas mistas aço-concreto*. Mecânica Computacional, vol. XXII. Bahia Blanca / Argentina, novembro 2003.
- HUGON, A. (2004) – Cálculos e ensaios / Estudos de Projetos – Enciclopédia da construção. Edições técnicas, Hemus (2004).

KIRCHHOFF, L. D.; NETO, J. M. et al.(2000) *Análise da resposta de modelos numéricos de vigas mistas de aço-concreto*. Mecânica computacional Vol. XXII. M. B. Rosales, V. H. Cortínez y D. V. Bambill (Editores). Bahia Blanca / Argentina – Novembro, 2003.

Manual de Alvenaria de Tijolo. APICER, Coimbra, 2000.

PIMENTEL, M.; Cachim, P.; Figueiras, J. - *Modelação numérica e validação experimental do comportamento de vigas parede com apoios indiretos*, Encontro Nacional Betão Estrutural 2004, FEUP.

PIRES, E. F. (2003). *Comportamento e desempenho do reforço à flexão de lajes de concreto armado através do aumento da seção da região comprimida*. Dissertação de mestrado (87 p.) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte / MG.