UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS - UFMG
ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA À COMPRESSÃO DE PAINÉIS DE CONCRETO LAMINAR ENVELOPADO

AUTOR**:** EVERALDO VIDIGAL RODRIGUES
ORIENTADOR: PROF. DR. EDGAR V. MANTILLA CARRASCO

2009

Livros Grátis

http://www.livrosgratis.com.br

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

"DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA ÚLTIMA À COMPRESSÃO DE PAINÉIS DE CONCRETO LAMINAR ENVELOPADO"

Everaldo Vidigal Rodrigues

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

_____
Prof. Dr. Edgar V. Mantilla Carrasco
DEES - UFMG (Orientador)

_____
Prof. Dr. Gabriel de Oliveira Ribeiro
DEES - UFMG

_____
Prof. Dr. Gílson Queiroz
DEES - UFMG

_____
Prof. Dr. José Luiz Rangel Paes
UFV

Belo Horizonte, 04 de setembro de 2009

Dedico este trabalho aos meus ilustres pais, Pedro e Célia, e ao meu querido irmão Jaider, por todo o apoio e carinho em todos os momentos de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela minha vida e por ter me concedido forças diante de todos os desafios que enfrentei.

Ao Prof. Dr. Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco, por sua orientação, dedicação, por seus ensinamentos e amizade.

Aos Professores Doutores do Departamento de Estruturas, pela atenção nos momentos de necessidade, pelo carinho e amizade, além das preciosas informações fornecidas durante o desenvolvimento deste trabalho.

À minha querida namorada Maristela, por seu incentivo, apoio, carinho e compreensão.

À Taiana e família, ao Senhor Aloísio e família, a Júlio César e família, Stefan e família, Juarez Ubiratan e Marilene, pelo apoio em todos os momentos.

À minha querida tia avó Maria de Lourdes (*in-memoriam*), juntamente aos meus familiares por suas preciosas orações a mim dedicadas.

Aos meus colegas do curso de pós-graduação, pelo apoio, incentivo e amizade, em especial a Rodrigo Sernizon, Amanda Rocha, Antônio Júnior, Eduardo Bezerra, Eduardo Lourenço, Fábio Real e Peterson Quadros.

Aos técnicos da EE/UFMG, Erik, Frederico, Geraldo, Machado e Ricardo, que me proporcionaram ajuda e suporte para a execução dos ensaios.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EE/UFMG, em especial à Maria Inês por sua dedicação e exemplo profissional.

Ao Engenheiro Márcio Elízio pelo incentivo e oportunidade de crescimento pessoal e profissional.

À CEMIG e Lâminus Engenharia pelo suporte técnico e concessão do material para a realização dos estudos, em especial ao Eng. Coutinho, Eng. Gildeci, Eng. Silvão, Senhor Romero, Eng. Anselmo, Eng. Gilmar e Marcos.

À CAPES pela concessão da bolsa de estudos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS i
LISTA DE TABELAS v
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS vi
RESUMO ix
ABSTRACT x
1 INTRODUÇÃO 1
1.1- Componentes dos painéis de CLE 3
1.2- Aplicações potenciais 4
1.3- Objetivos 5
1.4- Estrutura do trabalho 5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 7
2.1- Generalidades 8
2.1.1- Estruturas mistas de aço e concreto 8
2.1.2- Estruturas em concreto pré-moldado 9
2.2- Tipos de painéis-parede estruturais 11
2.2.1- Painéis-parede de concreto armado 11
2.2.2- Painel "tilt-up" 12
2.2.3- Painéis sanduíche 12
2.2.4- Painéis de argamassa armada ou ferrocimento 14
2.3- Comportamento de painéis esbeltos sob cargas axiais de compressão 14
2.4- Pesquisas referentes a painéis-parede 16
2.4.1- Seddon (1956) 16
2.4.2- Leabu (1965) 17
2.4.3- Oberlender e Everard (1977) 18
2.4.4- Desayi e Joshi (1976) 18
2.4.5- Pillai e Parthasarathy (1977) 20
2.4.6- Kripanarayanan (1977) 20
2.4.7- Zielinski *et al.* (1982) 21
2.4.8- Saheb e Desayi (1989) 22
2.4.9- Fragomeni *et al.* (1995) 23

2.4.10- Doh (2002)....24
2.4.11- Benayoune *et al.* (2006, 2007)....27
2.5- Especificações normativas para painéis-parede e pilares mistos....30
2.5.1- ABNT NBR 6118:2007 - Projeto de estruturas de concreto....31
2.5.2- ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios....33
2.5.3- ABNT NBR 14762:2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio....35
2.5.4- American Concrete Institute Code (ACI 318:2008)....38
2.5.5- Australian Concrete Standard Code (AS3600:2004)....38
2.5.6- British Concrete Standard (BS 8110:1997)....39
2.5.7- Eurocode 2 - EN 1992-1-1:2004....40
2.5.8- Eurocode 4 - EN 1994-1-1:2004....41
2.6- Dispositivos para ensaios em painéis-parede....41
2.6.1- Ernst (1952)....41
2.6.2- Swartz *et al.* (1974)....42
2.6.3- Saheb e Desayi (1989)....43
2.6.4- Sanjayan e Maheswaran (1999)....43
2.6.5- Doh (2002)....44
2.7- Discussão da revisão bibliográfica....45
3 MATERIAIS....47
3.1- Características dos painéis....47
3.2- Propriedades dos materiais....49
3.2.1- Concreto....49
3.2.2- Aço....52
3.3- Caracterização da ligação soldada (armadura-perfil)....55
3.3.1- Ensaio de dobramento....55
3.3.2- Ensaio à tração....56
3.4- Fabricação e moldagem....57
3.5- Cura....59
3.6- Dispositivos auxiliares ao transporte....60
3.7- Transporte e estocagem....61

4 METODOLOGIA E PROGRAMA EXPERIMENTAL 62
4.1- Arranjo experimental 62
4.1.1- Pórtico de reação 64
4.1.2- Sistema de aplicação de cargas 64
4.1.3- Rótula universal 65
4.1.4- Apoio superior 66
4.1.5- Apoio inferior 66
4.1.6- Viga de distribuição 67
4.1.7- Sistema de roletes e travamento lateral 69
4.2- Aquisição de dados 70
4.3- Calibração do transdutor de pressão 71
4.4- Fases de montagem dos ensaios 72
4.5- Instrumentação 74
4.5.1- Transdutores de deslocamento 74
4.5.2- Extensômetros elétricos 77
4.6- Procedimentos de ensaio 81
5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 83
5.1- Razão de resistência à compressão e deformação axial 84
5.2- Fissuração e modo de falha 85
5.3- Deformações no concreto e nos perfis de aço 88
5.4- Deformações nas telas soldadas 90
5.5- Deslocamentos horizontais 92
5.6- Análise das especificações normativas 94
5.6.1- Verificação das taxas mínimas de armadura 94
5.6.2- Considerações sobre a flambagem das barras - NBR 6118:2007 95
5.6.3- Verificação da armadura longitudinal - NBR 8800:2008 95
5.6.4- Verificação de especificações para pilares mistos - NBR 8800:2008 96
5.6.5- Verificação do perfil - NBR 14762:2001 96
5.7- Comparação dos resultados experimentais com resultados de equações de painéis-parede 97
5.7.1- Cargas últimas de referência 98
5.7.2- Adaptação das equações 101

5.7.3- Cálculo e análise comparativa da carga última a partir das equações adaptadas....103
5.8- Influência da razão altura/espessura efetiva na capacidade resistente 106
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DA PESQUISA....107
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS....109
ANEXO A - RUPTURAS DOS PAINÉIS.... A-1
ANEXO B - GRÁFICOS DE CARGA X DEFORMAÇÃO NO CONCRETO E NO AÇO A-6
ANEXO C - GRÁFICOS DE CARGA X DEFORMAÇÃO NAS TELAS SOLDADAS.... A-10
ANEXO D - GRÁFICOS DE CARGA X DESLOCAMENTO HORIZONTAL A-14

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - (a) Tela dupla soldada aos perfis e (b) painéis de CLE após fabricação ..2
FIGURA 1.2 - Aplicação de painéis de CLE em residências 4
FIGURA 2.1 - Seções transversais típicas de pilares mistos 9
FIGURA 2.2 - Painéis pré-fabricados 10
FIGURA 2.3 - Painéis-parede de concreto armado 11
FIGURA 2.4 - Içamento de paredes estruturais “tilt-up” 12
FIGURA 2.5 - Painel sanduíche 13
FIGURA 2.6 - Painel em argamassa armada 14
FIGURA 2.7 - (a) Flexão de painéis em um plano ortogonal e (b) flexão em dois planos ortogonais 15
FIGURA 2.8 - Comparação dos métodos para a determinação da resistência axial 25
FIGURA 2.9 - Resistência última por pesquisadores e normas técnicas 26
FIGURA 2.10 - Arranjo experimental de ensaios em painéis sanduíche 27
FIGURA 2.11 - Detalhe do apoio superior dos painéis. 28
FIGURA 2.12 - (a) Ruptura no topo e (b) na base de um painel 29
FIGURA 2.13 - Comparação de cargas axiais de projeto 30
FIGURA 2.14 - Proteção contra flambagem das barras longitudinais 33
FIGURA 2.15 - Geometria do perfil formado a frio do tipo *U* simples 36
FIGURA 2.16 - Sistema de apoio superior 42
FIGURA 2.17 - Detalhe do apoio para a base 42
FIGURA 2.18 - Dispositivo de apoio para o topo dos painéis 43
FIGURA 2.19 - Configuração para ensaio dos painéis 44
FIGURA 2.20 - Apoio de topo dos painéis. 45
FIGURA 2.21 - Vista lateral do apoio de topo dos painéis 45
FIGURA 3.1 - Peças metálicas de painéis de CLE: etapa 1 49
FIGURA 3.2 - Distribuição granulométrica do pó de pedra 51
FIGURA 3.3 - Corpo-de-prova do aço do perfil *U* 52
FIGURA 3.4 - Gráfico tensão x deformação de corpos-de-prova do perfil *U* 53
FIGURA 3.5 - (a) Início e (b) término do ensaio à tração 53
FIGURA 3.6 - Disposição de telas soldadas Q196 nos painéis 54

FIGURA 3.7 - Tela Q196 cortada para ensaio à tração 54
FIGURA 3.8 - Ensaio à tração em corpo-de-prova da tela Q196 55
FIGURA 3.9 - Corpo-de-prova para ensaio de dobramento 55
FIGURA 3.10 - Resultados do ensaio de dobramento 56
FIGURA 3.11 - Corpo-de-prova para ensaio de ligação soldada 56
FIGURA 3.12 - (a) Ensaio à tração na ligação soldada (armadura-perfil) e (b) ruptura da ligação no CP1 57
FIGURA 3.13 - Disposição dos quadros metálicos na mesa para a concretagem 58
FIGURA 3.14 - Painéis da etapa 2: concretagem em andamento 58
FIGURA 3.15 - Painéis da etapa 3 prontos para concretagem 59
FIGURA 3.16 - Painéis da etapa 3: concretagem em andamento 59
FIGURA 3.17 - Detalhe de uma alça para painéis de CLE 60
FIGURA 3.18 - Sobras de tela soldada para comporem alças 60
FIGURA 4.1 - Arranjo experimental 63
FIGURA 4.2 - (a) Unidade manual de atuação hidráulica e (b) manômetro 65
FIGURA 4.3 - Cilindro hidráulico associado à rótula universal 65
FIGURA 4.4 - Detalhes do apoio superior 66
FIGURA 4.5 - Detalhes do apoio inferior 67
FIGURA 4.6 - Uso de calços para impedirem deslocamentos do apoio 67
FIGURA 4.7 - Viga de distribuição 68
FIGURA 4.8 - Gancho regulável para sustentação da viga de distribuição 68
FIGURA 4.9 - Desenho esquemático do sistema de roletes e travamento lateral 69
FIGURA 4.10 - Detalhes do sistema de roletes e travamento lateral 70
FIGURA 4.11 - Detalhe dos pontos de solda para reforço da ligação 70
FIGURA 4.12 - Sistema ADS 2000 e computador portátil 71
FIGURA 4.13 - Curva de calibração do transdutor de pressão 72
FIGURA 4.14 - Ensaio de calibração do transdutor de pressão 72
FIGURA 4.15 - Instalação da viga de distribuição e do apoio superior 73
FIGURA 4.16 - Uso do prumo de face para posicionamento adequado ao painel 73
FIGURA 4.17 - Disposição dos DTs na análise experimental 75
FIGURA 4.18 - Mecanismo para determinação do encurtamento dos painéis: (a) fixação do fio ao apoio superior, (b) passagem por roldana e (c) ligação ao DT 76

FIGURA 4.19 - Configuração 1 para captar os deslocamentos horizontais 77
FIGURA 4.20 - (a) Configuração 2 para captar os deslocamentos horizontais e (b) detalhe da ligação com massa plástica 77
FIGURA 4.21 - Disposição dos extensômetros na tela soldada Q196 79
FIGURA 4.22 - Proteção de extensômetros nas telas Q196 80
FIGURA 4.23 - Instrumentação dos perfis de aço 80
FIGURA 4.24 - Disposição geral dos extensômetros elétricos 81
FIGURA 4.25 - Disposição geral dos painéis nas etapas 1 (a), 2 (b) e 3 (c) 82
FIGURA 5.1 - Razão de resistência à compressão x deformação axial média para os painéis das etapas 1, 2 e 3 84
FIGURA 5.2 – (a) Vista interna e (b) vista externa de esmagamento do perfil de aço ..85
FIGURA 5.3 - Relação carga de início de fissuração/carga última experimental e razão altura/espessura efetiva 87
FIGURA 5.4 - Razão de resistência na carga última associada à razão altura/espessura efetiva 87
FIGURA 5.5 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço (painel CLE2) 88
FIGURA 5.6 - Carga x deformação no concreto e no aço (painéis da etapa 1) 89
FIGURA 5.7 - Carga x deformação nas armaduras transversais (painel CLE1) 90
FIGURA 5.8 - Deformações nas armaduras transversais, na carga última, situadas na altura média dos painéis 91
FIGURA 5.9 - Forma deslocada dos painéis, na altura média, em cargas de última leitura, na etapa 1 93
FIGURA 5.10 - Seção transversal típica de painéis de CLE 95
FIGURA 5.11 - Relação entre adimensionais das cargas e esbeltez dos painéis 100
FIGURA 5.12 - Comparativo entre a Curva CLE e curvas de resistência última com base em equações de pesquisadores adaptadas 104
FIGURA 5.13 - Comparativo entre a Curva CLE e curvas de resistência última por equações de normas técnicas adaptadas 105
FIGURA A.1 - Ruptura dos painéis da etapa 1 ..... A-2
FIGURA A.2 - Ruptura dos painéis da etapa 2 (parte 1) A-3
FIGURA A.3 - Ruptura dos painéis da etapa 2 (parte 2) A-4
FIGURA A.4 - Ruptura dos painéis da etapa 3 (parte 1) A-4

FIGURA A.5 - Ruptura dos painéis da etapa 3 (parte 2)..... A-5
FIGURA B.1 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE1..... A-7
FIGURA B.2 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE2..... A-7
FIGURA B.3 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE3..... A-7
FIGURA B.4 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE4..... A-8
FIGURA B.5 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE5..... A-8
FIGURA B.6 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE6..... A-8
FIGURA B.7 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE7..... A-9
FIGURA B.8 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE8..... A-9
FIGURA C.1 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE1 ..... A-11
FIGURA C.2 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE2 ..... A-11
FIGURA C.3 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE3 ..... A-11
FIGURA C.4 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE4 ..... A-12
FIGURA C.5 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE5 ..... A-12
FIGURA C.6 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE6 ..... A-12
FIGURA C.7 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE7 ..... A-13
FIGURA C.8 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE8 ..... A-13
FIGURA D.1 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 1 (parte 1)... A-15
FIGURA D.2 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 1 (parte 2)... A-16
FIGURA D.3 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 2 (parte 1)... A-16
FIGURA D.4 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 2 (parte 2)... A-17
FIGURA D.5 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 3 (parte 1)... A-18
FIGURA D.6 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 3 (parte 2)... A-19

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1 - Principais componentes do concreto nos painéis de CLE 3
TABELA 1.2 - Especificações para os perfis de aço utilizados em painéis de CLE.....4
TABELA 1.3 - Especificações para as armaduras de painéis de CLE 4
TABELA 2.1 - Quadro resumo de variáveis estudadas por pesquisadores 46
TABELA 3.1- Características geométricas e mecânicas dos painéis (projeto) 48
TABELA 3.2 - Resultados dos ensaios de caracterização do concreto 50
TABELA 3.3 - Propriedades físicas e mecânicas do aço do perfil.....53
TABELA 3.4 - Resultados do ensaio à tração em corpos-de-prova da tela Q196 55
TABELA 3.5 - Resultados do ensaio de resistência à tração da ligação soldada.....57
TABELA 4.1 - Características dos transdutores de deslocamento 75
TABELA 4.2 - Características principais dos extensômetros utilizados.....78
TABELA 5.1 - Cargas de início de fissuração, cargas últimas experimentais e relações de resistência considerando os painéis das etapas 1, 2 e 3 86
TABELA 5.2 - Deformações nas barras de aço da armadura transversal 91
TABELA 5.3 - Deslocamentos horizontais na altura média dos painéis (etapa 1) 92
TABELA 5.4 - Deslocamentos horizontais na altura média dos painéis (etapas 2 e 3) .92
TABELA 5.5 - Comparação entre as taxas de armaduras mínimas 94
TABELA 5.6 - Dados para o cálculo da resistência da armadura à compressão 95
TABELA 5.7 - Resultados do cálculo da resistência da armadura à compressão 96
TABELA 5.8 - Resultados da verificação de especificações para pilares mistos 96
TABELA 5.9 - Resultados do cálculo da resistência do perfil à compressão 97
TABELA 5.10 - Resultados da verificação do perfil à flambagem local 97
TABELA 5.11 - Dados para a determinação da carga última homogeneizada 99
TABELA 5.12 - Resultados dos adimensionais para as cargas últimas 99
TABELA 5.13 - Resultados da obtenção das cargas últimas de referência 100
TABELA 5.14 - Características dos painéis 103
TABELA 5.15 - Cargas axiais últimas de referência e obtidas por equações 104

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Área bruta da seção transversal do painel
A_a	Área da seção transversal de perfil de aço
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_{ef}	Área efetiva da seção transversal
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal
A_{sa}	Área da seção transversal da armadura adicional
$A_{s,min}$	Área de armadura longitudinal mínima
b	Largura
CP	Corpo-de-prova, Cimento Portland
CLE	Concreto Laminar Envelopado
DT	Transdutor de Deslocamento
E_a	Módulo de elasticidade longitudinal do aço do perfil
E_c	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do aço da armadura
e	Excentricidade da carga
e_a	Excentricidade adicional devido a deslocamentos no painel
f_c	Resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cu}	Resistência característica de corpos-de-prova cúbicos de argamassa ou de concreto à compressão
f_u	Resistência à ruptura do aço à tração
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{ya}	Resistência ao escoamento do aço do perfil

f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{ys}	Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal
f_{ysa}	Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal adicional
h	Altura
I	Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de flexão considerado
I_x	Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x
I_y	Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y
K	Coeficiente de flambagem de barras comprimidas
k	Fator de comprimento efetivo, coeficiente de flambagem local
$LFEM$	Layered Finite Element Method
$N_{c,a,R}$	Resistência nominal do perfil à força normal de compressão
$N_{c,s,R}$	Resistência nominal da armadura à força normal de compressão
N_d	Força normal de cálculo
N_e	Força normal de flambagem elástica
$N_{pl,R}$	Resistência nominal da seção mista à plastificação pela força normal
N_{Rd}	Resistência de cálculo do painel à compressão axial
n	Relação modular
P	Carga axial na seção transversal
P_h	Carga na seção transversal homogeneizada
P_i	Carga de início de fissuração
P_u	Carga axial última do painel à compressão
P_{ue}	Carga última experimental
P_{uh}	Carga última na seção transversal homogeneizada
P_{ur}	Carga última de referência
Q	Fator de redução total associado a flambagem local

SAD	Sistema de Aquisição de Dados
t	Espessura
α	Coeficiente, fator de imperfeição inicial
β	Parâmetro de cálculo para o fator de redução
χ	Fator de redução associado a resistência à compressão
δ	Fator de contribuição do aço
ε	Deformação
ε_a	Deformação no aço do perfil
ε_c	Deformação no concreto
ε_s	Deformação no aço da armadura
ϕ	Diâmetro, coeficiente de minoração da resistência
ϕ_t	Diâmetro nominal do estribo
γ_c	Coeficiente de ponderação do concreto
λ	Índice de esbeltez
λ_p	Índice de esbeltez reduzido de cada elemento (alma ou mesa)
λ_0	Índice de esbeltez reduzido da barra
ρ	Taxa geométrica de armadura, fator de redução associado à flambagem da barra
ρ_h	Taxa geométrica de armadura na direção horizontal
ρ_v	Taxa geométrica de armadura na direção vertical
σ	Tensão normal de compressão
σ_a	Tensão normal de compressão no aço do perfil
σ_c	Tensão normal de compressão no concreto
σ_s	Tensão normal de compressão no aço da armadura

RESUMO

Este trabalho consiste na avaliação experimental do desempenho e do comportamento estrutural de painéis de Concreto Laminar Envelopado (CLE), solicitados à compressão. Esses painéis são caracterizados por utilizarem perfis *U* de aço envolvendo uma placa de concreto com armadura composta por telas de aço soldadas aos perfis. No programa experimental foram avaliados dezessete painéis de CLE e nove painéis de concreto armado com resistência usual, sob ação de cargas de natureza concêntrica, variando os seus índices de esbeltez. O arranjo experimental permitiu a execução de apoios engastados e a distribuição uniforme do carregamento ao longo da largura dos painéis. Foram obtidos: deformações nos materiais componentes dos painéis de CLE utilizando extensômetros elétricos de resistência, deslocamentos axiais e deslocamentos horizontais, na altura média dos painéis, utilizando transdutores de deslocamento linear. Os resultados das cargas axiais últimas foram analisados e comparados com equações desenvolvidas por pesquisadores e outras especificadas em normas técnicas nacionais e internacionais. A análise dos resultados indicou que os perfis metálicos influenciam na resistência última dos painéis de CLE, oferecendo ganhos em resistência da ordem de 30%. Também a ligação soldada armadura-perfil mostrou-se com eficiência satisfatória, pois a tensão de ruptura da ligação soldada foi bem próxima à tensão de escoamento da armadura. Finalmente, a comparação dos resultados experimentais com os obtidos a partir das equações dos pesquisadores e especificações normativas mostrou que a resistência de painéis de CLE é subestimada em todos os casos.

Palavras-chave: Concreto Laminar Envelopado, painel, análise experimental, resistência última.

ABSTRACT

This work consists in the experimental investigation of the performance and the structural behavior of Enveloped Laminar Concrete panels (CLE), under compression. These panels are characterized by using steel *U* channels involving a concrete wall with reinforcement composed by square welded steel meshes welded to the channels. In the experimental program, seventeen CLE and nine normal strength reinforced concrete panels were testet under concentric loads, varying their slenderness ratios. The test rig setup allowed the execution of clamped supports and the uniform distribution of the load throughout the width of the panels. It were measured: strains in the materials of CLE panels by electrical strain gauges, axial displacements and horizontal displacements, at the middle height of the panels, using linear displacement transducers. The results of the ultimate axial loads were analyzed and compared with equations developed by researchers and other specified in national and international technical standards. The results analysis indicated that the steel *U* channels influence the ultimate strength of the CLE panels, offering gains of 30% in strength. Also the welded connection reinforcement-channels showed satisfactory performance, because the ultimate tensile strength of the welded connection was next to the reinforcement yield strength. Finally, the comparison of experimental results with the obtained from the research equations and technical standards showed that the CLE panels resistance were underestimated in all cases.

Keywords: Enveloped Laminar Concrete, panel, experimental analysis, ultimate strength.

1

INTRODUÇÃO

O estudo e o desenvolvimento de novas tecnologias em concreto armado e em estruturas metálicas para a construção civil têm se mostrado crescente nas últimas décadas. Com o advento do concreto de alta resistência e através do uso da pré-fabricação tornou-se possível produzir elementos delgados de concreto, o que permitiu obter significativas reduções de custos através do uso de elementos mais resistentes e menos espessos. Em particular, estruturas mistas também têm sido temas de muitas investigações. A associação entre o aço e o concreto para formar peças estruturais resistentes aos diferentes tipos de esforços tem mostrado ser uma solução viável, não somente pelo aspecto econômico e técnico como também pela disponibilidade dos materiais.

A partir dessa tendência, surgiu uma nova tecnologia construtiva que associa aço e concreto de modo singular às tecnologias aceitas na construção civil, definida por painéis de Concreto Laminar Envelopado (CLE). Esses painéis são constituídos por placas pré-fabricadas de concreto envoltas por perfis metálicos do tipo *U*, em todo o perímetro, com a armadura composta por telas de aço soldadas na parte interna da alma dos perfis. Os perfis metálicos além de proporcionarem maior capacidade resistente aos

painéis de CLE permitem a execução de ligação soldada, entre os mesmos, de modo a formar diferentes composições.

Segundo SOARES (2008), a concepção de painéis de CLE foi inspirada na observação de dois acidentes provenientes de abalos sísmicos. O primeiro ocorreu em 17 de outubro de 1989, nos Estados Unidos, e o segundo em 17 de janeiro de 1995, no Japão. Na ocasião dos acidentes foi observado que os pilares de concreto armado dos viadutos *Cypress Street* e *Hanshin Expressway* não apresentavam a flexibilidade necessária para se deformarem, sem se romperem, durante os abalos sísmicos. Assim, buscou-se desenvolver uma tecnologia que pudesse oferecer maior ductilidade ao concreto armado.

Devido às suas características é possível fabricar painéis de CLE em diversas formas e dimensões. A fabricação se inicia com a utilização de perfis metálicos de seção *U* contornando todo perímetro da peça, de modo a definir o seu envelopamento. Em seguida, é soldada a malha de aço, simples ou dupla, na alma dos perfis. A peça é preenchida por concreto e após a cura do mesmo é obtido o painel de CLE. A FIG. 1.1 apresenta a tela dupla soldada aos perfis e painéis de CLE após fabricação.

(a) (b)

FIGURA 1.1 - (a) Tela dupla soldada aos perfis e (b) painéis de CLE após fabricação
Fonte: Arquivo Lâminus Engenharia

Entre os pontos positivos da utilização de painéis de CLE na construção civil, destacam-se: sua alta resistência, variedade de composição e aplicabilidade. O painel de CLE apresenta um elevado potencial como insumo para estruturas pré-fabricadas com

possibilidade de serem utilizados no setor elétrico de modo a oferecerem redução nos prazos dos cronogramas físicos, minimizando as atividades de concretagem no local da obra, reduzindo o tempo de montagem e desperdício de materiais. Também possibilitariam maior segurança às instalações, permitindo embutir cabos em seu interior, reduzindo a ocorrência de roubo dos mesmos.

Por ser um elemento estrutural novo, existem poucos estudos de avaliação de seu desempenho. Assim, é importante determinar a sua capacidade resistente sob ação de cargas, conhecer as propriedades de cada um dos materiais que o compõem, bem como os mecanismos e leis constitutivas que envolvem o conjunto. É também fundamental analisar a forma de ruína do elemento, sendo desejável uma ruína dúctil.

1.1- Componentes dos painéis de CLE

São elementos constituintes dos painéis de CLE: o concreto, o aço dos perfis e das armaduras, especificados a seguir:

a) Concreto

O concreto normalmente empregado na fabricação apresenta em sua composição cimento, areia ou pó de pedra, brita e água. A TAB. 1.1 expõe resumidamente cada componente e os tipos mais utilizados.

TABELA 1.1 - Principais componentes do concreto nos painéis de CLE

Componente	Tipo utilizado
Cimento	Cimento Portland: Comum, Composto ou ARI
Brita	zero
Areia ou pó de pedra	granulometria média ou fina

b) Aço

Perfis de aço formados a frio, do tipo *U*, constituem o envelopamento do concreto e para constituir a armadura interna são normalmente usadas telas soldadas, dispostas em camadas simples ou duplas. As especificações normalmente adotadas para esses

materiais são apresentadas nas TAB. 1.2 e 1.3. Para a ligação soldada entre a armadura e os perfis são utilizados eletrodos E-6013 (f_u = 415 MPa).

TABELA 1.2 - Especificações para os perfis de aço utilizados em painéis de CLE

	Aço ASTM A36		Aço SAE 1010		ASTM 588 Grau k	
Designação (mm)	f_y ***(MPa)***	f_u ***(MPa)***	f_y ***(MPa)***	f_u ***(MPa)***	f_y ***(MPa)***	f_u ***(MPa)***
U 50,8 x 25,4 x 2,0 U 76,2 x 38,1 x 2,5 U 101,6 x 50,8 x 2,5	250	400 - 550	180	365	345	485

TABELA 1.3 - Especificações para as armaduras de painéis de CLE

Armadura - tela soldada						
Designação	ϕ ***(mm)***	***Espaçamento (cm)***	A_s ***(cm²/m)***	***Aço***	f_y ***(MPa)***	f_u ***(MPa)***
Q196	5,0	10	1,96	CA 60	600	660
Q138	4,2	10	1,38			
Q113	3,8	10	1,13			
Armadura adicional						
Barras de aço CA 50						

1.2- Aplicações potenciais

Como aplicações potenciais para os painéis de CLE, utilizados de forma individual ou composta, citam-se: instalações provisórias, lajes, placas de fechamento, edificações para fins residenciais, arquibancadas, suportes de equipamentos, entre outras. Na FIG. 1.2 é apresentada a aplicação para esses painéis em residências.

FIGURA 1.2 - Aplicação de painéis de CLE em residências

Fonte: Arquivo Lâminus Engenharia

1.3- Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento estrutural de painéis de Concreto Laminar Envelopado, sujeitos a cargas axiais de compressão, visando uma nova alternativa estrutural para a construção civil.

Como objetivos específicos, são propostos:

a) Avaliar os componentes de painéis de CLE por meio de ensaios de caracterização física e mecânica dos materiais;
b) Investigar experimentalmente o comportamento de painéis de CLE à compressão;
c) Determinar a influência do envelopamento, estabelecido pelos perfis metálicos, na resistência última do painel de CLE à compressão;
d) Analisar a resistência da ligação soldada armadura-perfil;
e) Comparar os resultados experimentais com os valores teóricos obtidos em pesquisas e normalizações técnicas;

1.4- Estrutura do trabalho

No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica abordando conceitos sobre as tecnologias construtivas para painéis estruturais que podem servir de base para a análise de painéis de CLE. Nas seções que se seguem, é feita uma revisão sobre contribuições à análise estrutural e equações de projeto desenvolvidas por pesquisadores. Por conseguinte, são apresentadas especificações normativas para o projeto de painéis-parede de concreto armado, pilares mistos e perfis formados a frio. Finalmente, são descritos os dispositivos de ensaio utilizados por diversos pesquisadores.

As características dos painéis, projetados para a análise experimental, e a descrição da fabricação dos mesmos é feita no capítulo 3, de modo a especificar cada um de seus componentes, bem como a caracterização dos mesmos.

O capítulo 4 trata do programa experimental desenvolvido, apresenta uma descrição completa da montagem dos ensaios e da instrumentação utilizada.

No capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados adquiridos nos experimentos e na revisão bibliográfica.

Finalmente, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões deste estudo e sugestões para continuidade da pesquisa.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com a finalidade de se determinar a fronteira do conhecimento dos painéis de CLE sujeitos a cargas axiais de compressão, foi realizada uma ampla revisão bibliográfica de modo a verificar a existência de trabalhos científicos que abordassem tal análise. A única publicação encontrada sobre tais painéis no Brasil foi a Dissertação de Mestrado SOARES (2008), que estuda o comportamento desses elementos atuando como vigas, sujeitas à flexão simples, e avalia experimentalmente o desempenho desses elementos comparando-os com os de vigas de concreto armado convencionais. Além da publicação citada não foram obtidos outros trabalhos acerca do tema desta pesquisa e, conseqüentemente, para oferecer base ao estudo de painéis de CLE, foram analisadas tecnologias construtivas de painéis estruturais similares.

Para realizar uma melhor caracterização do painel em estudo, inicialmente foram levantados conceitos sobre as tecnologias construtivas de painéis estruturais e pré-moldados. As primeiras seções deste capítulo fazem uma breve descrição sobre sistemas mistos e sistemas pré-moldados, em seguida, são apresentados tipos de painéis com função predominantemente estrutural.

Nas seções que se seguem, é feita uma revisão sobre o comportamento de painéis sob cargas axiais de compressão, contribuições à análise estrutural e equações de projeto desenvolvidas por pesquisadores. Por conseguinte, são apresentadas especificações normativas para o projeto de painéis-parede de concreto armado, com base em diferentes normas técnicas nacionais e internacionais, especificações para o projeto de pilares mistos e perfis formados a frio. Finalmente, são descritos os dispositivos de ensaio utilizados por diversos pesquisadores.

2.1- Generalidades

2.1.1- Estruturas mistas de aço e concreto

Estrutura mista consiste na associação do concreto com perfis de aço. De acordo com QUEIROZ *et al.* (2001), denomina-se sistema misto de aço e concreto àquele no qual o perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto, formando elementos mistos, tais como: pilares, vigas e lajes. O uso de elementos em estruturas mistas apresentou crescimento nos Estados Unidos, Europa e em diversos países ao longo da década de 60, desde que vigas mistas se tornaram um eficiente e econômico sistema de piso. Comparado ao concreto armado convencional, o sistema misto de aço e concreto apresenta as seguintes vantagens: possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos, redução do peso próprio e volume da estrutura além de aumento da precisão dimensional. Com relação às estruturas em aço tem-se uma considerável redução do consumo de aço estrutural, bem como das proteções contra incêndio e corrosão.

QUEIROZ *et al.* (2001) definem que pilares mistos são peças sujeitas à compressão pura ou flexo-compressão, constituídas de forma que o aço e o concreto trabalhem em conjunto, sem escorregamento relativo significativo na superfície de contato. Para garantir a integridade do concreto durante a solicitação do pilar, devem existir armaduras longitudinais e transversais. Os tipos de pilares mistos normalmente utilizados são: a) perfil *I* totalmente envolvido por concreto, b) perfil *I* parcialmente envolvido por concreto, c) tubo de aço de seção quadrada e d) tubo de aço de seção retangular, preenchidos por concreto. Na FIG. 2.1 são apresentadas seções transversais

típicas para os pilares mistos. Para cálculo das estruturas mistas de edifícios, aplicam-se as prescrições da NBR 8800:2008, que, segundo CALDAS *et al.* (2007), se fundamenta nas prescrições da EN 1994-1-1:2004 e da ANSI/AISC 360:2005.

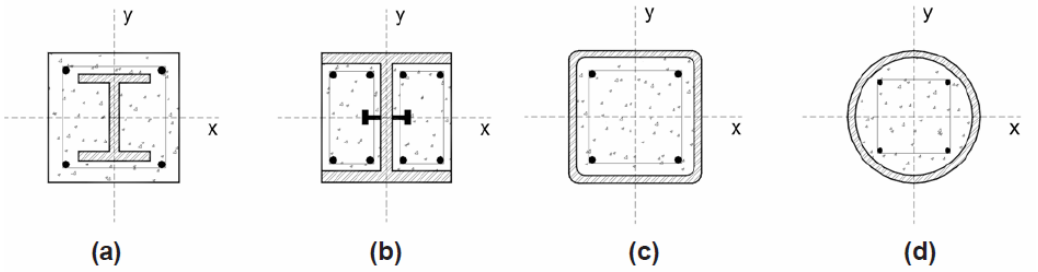


FIGURA 2.1 - Seções transversais típicas de pilares mistos
Fonte: CALDAS *et al.* (2007)

Segundo MANTOVANI (2006), para um pilar ser considerado misto, a relação δ entre a força normal de cálculo do perfil metálico e a força normal de plastificação do pilar misto, tem que se situar entre 0,2 e 0,9. O valor de δ estando abaixo de 0,2 implica no dimensionamento do pilar como pilar de concreto, e, estando acima de 0,9 no dimensionamento como pilar metálico. Para funcionar, o conjunto depende da aderência entre o aço e o concreto e, quando a aderência não é suficiente, ela deve ser imposta através de conectores. Trabalha-se com a suposição de não haver escorregamento entre o aço e o concreto (interação completa), admitindo-se a hipótese de que os materiais envolvidos – perfil metálico, concreto e armadura – possam atingir o estado limite último, com o perfil metálico sofrendo plastificação, mediante ao acréscimo de carregamento, até que o concreto sofra o esmagamento. Devido à deformação limite do concreto à compressão pura ser de 2‰, é importante que o aço do perfil atinja o escoamento para uma deformação inferior a esta, de modo a evitar que o concreto entre em colapso prematuramente. Para isso, a resistência ao escoamento do aço do perfil deve ser limitada a 400 MPa.

2.1.2- Estruturas em concreto pré-moldado

A NBR 9062:2001 apresenta critérios para o projeto e execução de estruturas em concreto pré-moldado e faz distinção entre elementos pré-moldados e pré-fabricados.

Ela define elemento pré-moldado como aquele que é executado fora do local definitivo de utilização, produzido em condições de controle de qualidade, sem a necessidade de pessoal, laboratório e instalações permanentes. O pré-fabricado é produzido também fora do local definitivo da estrutura, mas deve possuir usina ou instalações que disponham de pessoal e laboratórios permanentes para o controle de qualidade. Na FIG. 2.2 são apresentados painéis pré-fabricados.

FIGURA 2.2 - Painéis pré-fabricados
Fonte: Rotesma pré-fabricados

Segundo El DEBS (2000), considera-se como o marco histórico inicial da pré-moldagem em concreto armado o Cassino de Biarritz, na França em 1891. Dessa data até o final da Segunda Guerra Mundial (1945) o desenvolvimento da pré-moldagem acompanhou o desenvolvimento do concreto armado e protendido. Após 1945, ocorreu um grande impulso nas aplicações de estruturas pré-moldadas na Europa. No Brasil, a primeira grande obra com a utilização de elementos pré-moldados foi o Hipódromo da Gávea na cidade do Rio de Janeiro, executada em 1926.

El DEBS (2000) afirma que a utilização do concreto pré-moldado pode reduzir o custo dos materiais das estruturas de concreto, porém, é a parcela relativa às fôrmas e ao cimbramento que é mais significativa. Também, a produção em série e as facilidades de execução em local amplo possibilitam uma melhor racionalização do trabalho.

As vantagens da utilização da pré-moldagem em relação às estruturas de concreto armado moldado *in loco*, são: eliminação ou redução do cimbramento, redução do

número de funcionários e acidentes de trabalho, diminuição do armazenamento de insumos no canteiro, facilidade na produção dos elementos, facilidade no controle de qualidade, possibilidade de se realizar o rearranjo da construção, modificando o espaço construído. As desvantagens são: custos, limitações do transporte e montagem dos elementos, necessidade de prover ligações, limitações nos gabaritos de transportes e nas condições de acesso de equipamentos para a realização do trabalho.

2.2- Tipos de painéis-parede estruturais

2.2.1- Painéis-parede de concreto armado

Os painéis-parede de concreto armado são comumente utilizados como elementos estruturais submetidos a cargas de flexo-compressão. São considerados, na literatura, importantes elementos estruturais e as principais normas internacionais dedicam capítulos separados para o seu projeto. No Brasil, tais elementos são denominados pela NBR 6118:2007 como pilares-parede: estruturas laminares planas verticais apoiadas de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a espessura, solicitados principalmente por cargas contidas em seu plano médio. Segundo FUSCO (1981), para efeito de dimensionamento, esses elementos são tratados da mesma forma que os pilares, alterando-se apenas alguns detalhes particulares. De modo geral, o dimensionamento é feito considerando-se uma excentricidade da carga em relação ao plano médio da peça. Na FIG. 2.3 são apresentados alguns desses painéis.

FIGURA 2.3 - Painéis-parede de concreto armado

Fonte: The Whelan group

2.2.2- Painel “tilt-up”

O sistema “tilt-up” consiste, basicamente, na construção de paredes de concreto armado sobre um piso nivelado que funciona como uma fôrma, utilizando um desmoldante que impede a solidarização das duas superfícies. As paredes são auto-portantes, permitindo a construção de grandes vãos, de até 25 m, sem a necessidade do uso de pilares. Uma vez prontas essas paredes são içadas por guindaste (FIG. 2.4) e solidarizadas nas fundações. Na inexistência de pilares, as paredes são escoradas por estacas metálicas presas ao piso até a colocação do telhado e o contraventamento, que travam a estrutura, possibilitando a retirada das estacas.

FIGURA 2.4 - Içamento de paredes estruturais “tilt-up”
Fonte: IGLESIA (2006)

Segundo IGLESIA (2006), além das vantagens das estruturas pré-moldadas, o sistema “tilt-up” apresenta: rapidez na execução, qualidade, por permitir maior controle e homogeneidade, segurança, por eliminar o uso de formas verticais, bom conforto térmico e acústico além de menores custos com seguro, pois o concreto fornece um bom desempenho em situação de incêndio. Entre as desvantagens, têm-se: custos com montagens e uso de equipamentos cujo valor de compra ou locação são elevados.

2.2.3- Painéis sanduíche

Os painéis sanduíche são compostos de duas faces resistentes, separadas por uma camada espessa de um material menos denso e menos resistente que as faces. São produzidos com espessuras de até 20 cm.

Segundo BERTINNI (2002), o emprego de núcleo isolante de menor densidade em painéis sanduíche torna essa tecnologia mais competitiva por reduzir o peso, facilitando seu transporte e manuseio. Por meio do sistema de vedação obtêm-se isolamentos térmico e acústico, gerando conforto e economia em sistemas de refrigeração. Garantindo-se uma ligação rígida entre as placas do painel, através de conectores, pode-se obter interação total entre as placas, resultando em aumento no valor da inércia e, conseqüentemente, da resistência à flexão. Na FIG. 2.5 tem-se uma representação do painel sanduíche.

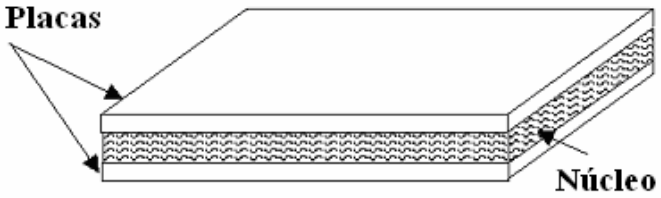


FIGURA 2.5 - Painel sanduíche
Fonte: BERTINNI (2002)

De acordo com *PCI Comitte Report* (1997) os painéis sanduíche, vêm sendo utilizados nos Estados Unidos desde a década de 60. Os painéis oferecem benefícios tradicionais dos produtos pré-fabricados, além do uso como paredes de cisalhamento, vigas-parede e paredes de contenção.

Para ligar as camadas estruturais nos painéis sanduíche são utilizados conectores de cisalhamento. Eles devem resistir ao estado de tensão criado entre as camadas durante a solicitação e os tipos mais empregados são: conectores em formatos C, Z e M de aço, placas metálicas de ancoragem e treliças soldadas. A armadura utilizada nesse tipo de painel é, geralmente, tela soldada com 20 x 20 cm de abertura e barras de 6 mm de diâmetro (*PCI Comitte Report*,1997).

O projeto de painéis sanduíche é similar ao de uma típica estrutura de concreto pré-moldado ou protendido. Os critérios usados para o projeto estrutural são especificados pelo código de construção ACI 318:2008 e pelo *PCI Design Handbook* (2004).

2.2.4- Painéis de argamassa armada ou ferrocimento

Painéis de argamassa armada correspondem à associação de argamassa com armadura de aço passiva, em forma de tela, empregada em elementos de pequena espessura. Esse tipo de associação tem as seguintes particularidades em relação ao concreto armado: pequenas espessuras de peças (máximo 40 mm), pequenos valores de cobrimento (entre 4 e 8 mm), diâmetro máximo do agregado de 4,8 mm, emprego de telas soldadas e controle de execução rigoroso. Na FIG. 2.6 tem-se a representação de um painel em argamassa armada.

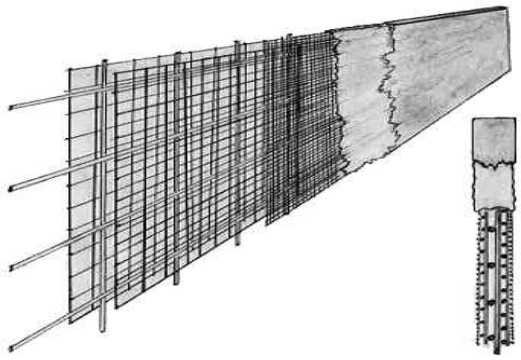


FIGURA 2.6 - Painel em argamassa armada
Fonte: Ferrociment

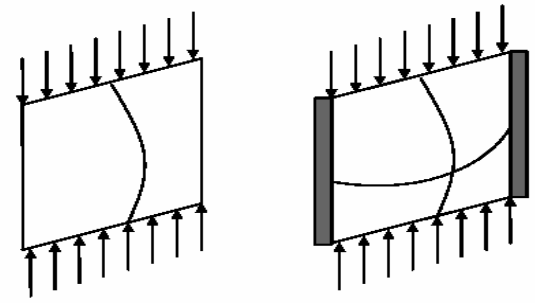
Segundo DESAYI e JOSHI (1976) as primeiras aplicações da argamassa armada se deram na construção naval, na década de 50 e somente após essa época foram exploradas suas potencialidades para a construção civil. No trabalho de MACHADO JR. (1991), tal tecnologia construtiva foi associada à tecnologia de painéis sanduíche para aplicação em edificações populares, denominando-se painéis pré-moldados em argamassa armada. Entre os fatores positivos de adoção desse tipo de painel está o seu bom desempenho térmico e acústico, além da facilidade de transporte e manuseio por constituir elementos estruturais consideravelmente leves.

2.3- Comportamento de painéis esbeltos sob cargas axiais de compressão

A resistência e o comportamento de uma estrutura irá normalmente depender de sua geometria, propriedades dos materiais, condições de apoio e do carregamento aplicado.

Somente a partir de uma boa compreensão desses fatores é possível desenvolver satisfatoriamente uma especificação para o projeto de painéis.

Quando os painéis de concreto armado são esbeltos sob ação de cargas axiais de compressão, eles podem ser sujeitos à perda de estabilidade por flexo-compressão (flambagem). Na ocorrência de instabilidade, esses painéis podem apresentar dois tipos de curvaturas em função do vínculo de suas bordas. Elementos esbeltos restritos no topo e na base, com lados verticais livres descrevem uma curvatura no plano vertical ortogonal ao plano médio do painel. Esse fenômeno é denominado, segundo SAHEB e DESAYI (1989), como flexão em um plano ortogonal e pode ser observado na FIG. 2.7a. Também, na prática, painéis axialmente carregados podem apresentar duas curvaturas em planos verticais ortogonais ao plano médio do painel. Tal comportamento denomina-se flexão em dois planos ortogonais, que ocorre devido à restrição aos deslocamentos das extremidades laterais do elemento estrutural, como mostra a FIG. 2.7b. FRAGOMENI *et al*. (1994) apontam que painéis sob flexão em dois planos ortogonais são normalmente mais rígidos e resistentes que painéis sob flexão em um plano ortogonal.



(a) (b)

FIGURA 2.7 - (a) Flexão de painéis em um plano ortogonal e (b) flexão em dois planos ortogonais

Fonte: Adaptada de DOH (2002)

SAHEB e DESAYI (1989) comentam ainda que, normalmente, as cargas sobre painéis-parede atuam axialmente no plano médio, mas freqüentemente elas podem se tornar cargas excêntricas devido a imperfeições estruturais. Em comparação com outros elementos, a espessura de uma parede em concreto armado é muito pequena se

comparada com a sua altura, o que leva a uma grande esbeltez e requer a adequada avaliação dos fenômenos de instabilidade. No entanto, segundo PILLAI e PARTHASARATHY (1977), cargas aplicadas em painéis no qual a resultante passa pelo terço médio da espessura podem ser consideradas razoavelmente como cargas concêntricas.

2.4- Pesquisas referentes a painéis-parede

Muitas pesquisas experimentais foram realizadas para obtenção da carga última de painéis-parede e diversas expressões empíricas, levando em conta efeitos de estabilidade, foram elaboradas para melhor representarem tais resultados. As principais contribuições feitas por pesquisadores relacionadas a paredes de concreto armado foram revisadas, dando enfoque a painéis sob flexão em um plano ortogonal.

Em estudos internacionais de determinação da capacidade resistente de painéis estruturais adota-se, freqüentemente, como parâmetro a razão altura/espessura (h/t) em vez de ser utilizado o índice de esbeltez (λ), prescrito na NBR 6118:2007. Para o presente estudo, a análise dos resultados será feita em termos da razão altura/espessura efetiva (kh/t), para não diferir muito das pesquisas e considerar diferentes condições de apoio. O fator (k) é denominado fator de comprimento efetivo e normalmente, para painéis de concreto, assumem-se os seguintes valores: 1,0 para apoios simples no topo e na base sem restrições de rotação e 0,8 para apoios restritos contra rotação.

2.4.1- Seddon (1956)

SEDDON[1] *apud* DESAYI e SAHEB (1990) é considerado como um dos primeiros pesquisadores que contribuiu para o projeto de painéis-parede de concreto armado. Para uma melhor compreensão do comportamento de tais elementos, sob compressão axial e compressão excêntrica uniformemente distribuídas, diversos painéis foram ensaiados com diferentes razões altura/espessura (h/t) de 18 a 54, espessuras 5 e 7 cm,

[1] SEDDON, A.E. (1956). *The strength of concrete walls under axial and excentric loads.* Symposium on Strength of Concrete Structures. Cement and Concrete Association, May, London.

excentricidades de 0 a $t/3$ e resistências a compressão do concreto de 18 a 28 MPa, enquanto a resistência ao escoamento do aço variou de 281 a 316 MPa. A armadura foi utilizada com uma ou duas camadas locadas simetricamente em relação à espessura. A taxa de armadura vertical foi de 0,8% para a camada simples enquanto para a camada dupla esse valor chegava a 0,4%. As conclusões do estudo foram:

a) Painéis com razões h/t menores que 20, romperam por esmagamento do concreto, enquanto aqueles com razões h/t maiores que 20 romperam por flexo-compressão;
b) A contribuição da armadura para a resistência do painel foi mínima quando disposta em camada simples. Entretanto, a camada dupla de armadura foi mais efetiva no aumento da resistência axial.

2.4.2- Leabu (1965)

LEABU (1965) investigou o comportamento de painéis-parede de concreto armado e, baseado no estado de tensões admissíveis do concreto, sugeriu a Eq. 2.1 para painéis sob carregamento axial puro e $h/t \leq 40$. As tensões admissíveis no concreto e nas armaduras deveriam estar de acordo com as especificações do ACI 318:63.

$$P_u = 0{,}2\, f_c A\left[1-\left(h/40t\right)^3\right] \qquad (2.1)$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, h a altura e t a espessura do painel.

Segundo KRIPANARAYANAN (1977) a origem da equação empírica do ACI para o projeto de paredes foi resultante das recomendações do *Uniform Building Code (UBC)* publicada pelo *Pacific Coast Building Conference* em 1943. O comitê ACI 318 ajustou a expressão do UBC para produzir resultados consistentes com os utilizados pelo ACI desde 1941, resultando em uma equação semelhante à proposta por LEABU (1965).

2.4.3- Oberlender e Everard (1977)

Uma investigação experimental por OBERLENDER e EVERARD (1977), foi realizada, no ano de 1973, em painéis de concreto armado possuindo diferentes índices de esbeltez, sujeitos a carregamento axial e excêntrico. Foram ensaiados 54 painéis com razões altura/espessura (h/t) variando de 8 a 28, razões altura/largura (h/b) variando de 1 a 3,5, espessura igual a 7,5 cm e excentricidade igual a 1/6 da espessura. A armadura, composta de tela soldada, foi disposta em duas camadas simétricas com espaçamentos uniformes. As taxas de armadura vertical variaram de 0,33 a 0,47% e as taxas de armadura horizontal variaram de 0,22 a 0,24%. A resistência do concreto avaliada variou de 28 a 42 MPa enquanto a resistência ao escoamento do aço variou de 512 a 600 MPa.

Os pesquisadores observaram que para relações $h/t < 20$ ocorriam falhas por esmagamento e para altas relações $h/t \geq 20$, falhas por flexo-compressão. A redução da resistência devido à excentricidade de 1/6 da espessura variou de 18 a 50% para razões h/t variando de 8 a 28. Como resultado desse programa experimental foi apresentada a Eq. 2.2 para a determinação do carregamento último dos painéis, considerando a excentricidade como mínima e $h/t \leq 30$:

$$P_u = 0{,}6\phi\, f_c A\left[1-\left(h/30t\right)^2\right] \tag{2.2}$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, ϕ o coeficiente de minoração da resistência, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, h a altura e t a espessura do painel.

2.4.4- Desayi e Joshi (1976)

Os primeiros estudos para a determinação da resistência à compreensão e do comportamento estrutural de painéis-parede em argamassa armada foram conduzidos por DESAYI e JOSHI (1976).

Uma série contendo 8 painéis de seções transversais em formatos *V* e trapezoidal foi ensaiada sob carregamento axial uniformemente distribuído. O índice de esbeltez dos painéis, com espessura de 20 mm, variou de 18,8 a 38,3. A armadura consistiu em duas camadas de telas soldadas galvanizadas, com barras de diâmetro nominal entre 0,37 e 1,25 mm e percentagem de aço na direção vertical variando de 0,99 a 1,98. Além da armadura em tela soldada, foram utilizadas barras com diâmetro nominal de 4 mm em alguns casos. A resistência à compressão da argamassa variou de 13,8 a 29,9 MPa. A resistência ao escoamento do aço nas telas e barras foram 385 e 578 MPa, respectivamente. As conclusões do estudo foram:

a) Todos os painéis se comportaram como pilares curtos, pois não exibiram quaisquer sinais de instabilidade, até o limite de esbeltez igual a 38;
b) A partir dos resultados experimentais, foi proposta a Eq. 2.3, adaptada a partir da formulação do ACI 318:1971, para painéis com $h/t \leq 40$:

$$P_u = 0{,}67\, f_{cu} A\left[1-\left(h/40t\right)^2\right] + 0{,}67\left(A_s\, f_{ys} + A_{sa}\, f_{ysa}\right) \qquad (2.3)$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, f_{cu} a resistência característica de corpos-de-prova cúbicos de argamassa à compressão, A a área bruta da seção transversal do painel, A_s a área da seção transversal da armadura longitudinal (tela soldada), f_{ys} a resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal, A_{sa} a área da seção transversal da armadura adicional (barras de aço), f_{ysa} a resistência ao escoamento do aço da armadura adicional, h a altura do painel e t a espessura do painel.

Os pesquisadores verificaram que a média entre os valores obtidos pela equação 2.3 e os obtidos experimentalmente foi de 93,5%, o que indicou que tal equação subestimava levemente os resultados experimentais.

2.4.5- Pillai e Parthasarathy (1977)

PILLAI e PARTHASARATHY (1977) apresentaram grandes contribuições à determinação da resistência última de painéis-parede de concreto armado. Tais pesquisadores conduziram investigações experimentais em 18 painéis sob carregamentos axiais centrados e excêntricos, em condição simplesmente apoiada. Os modelos ensaiados apresentavam razões altura/espessura (h/t) variando de 5 a 30, razões altura/largura (h/b) variando de 0,6 a 3,0, espessuras variando de 4 a 7 cm e taxa de armadura vertical com variação de 0 a 0,3%, sendo constituída por uma camada simples locada no meio da espessura de cada painel. A resistência à compressão do concreto variou de 15,9 a 31,6 MPa e a resistência ao escoamento do aço variou de 238 a 354 MPa.

Os pesquisadores observaram que a taxa de armadura exercia uma influência desprezível na determinação da resistência última. Painéis com baixa razão h/t, geralmente, falhavam por esmagamento e painéis com razão h/t superior a 20 falhavam por flexo-compressão na altura média. Finalmente, foi proposta a Eq. 2.4, para estimar os resultados de painéis possuindo $h/t < 30$:

$$P_u = 0{,}57\,\phi\, f_c A\left[1-(h/50t)^2\right] \tag{2.4}$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, ϕ o coeficiente de minoração da resistência, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, h a altura e t a espessura do painel.

2.4.6- Kripanarayanan (1977)

KRIPANARAYANAN (1977) fez importantes contribuições para a equação empírica de projeto de painéis-parede do ACI 318:1971. Sua análise foi feita para painéis de espessuras 20, 25 e 30 cm, com taxa de armadura vertical de 0 a 0,3%, resistência à compressão do concreto variando de 28 a 42 MPa e resistência ao escoamento do aço igual a 421 MPa. A excentricidade da carga foi tomada como 1/6 da espessura.

Após análise dos resultados, o pesquisador verificou que um aumento significativo na capacidade do painel foi obtido quando a quantidade de armadura estava na faixa de 0,75 a 1,0% da área da seção transversal. Outra contribuição foi detectar que a razão h/t na equação de projeto do ACI 318:1971 não fornecia uma estimativa realística da capacidade de carga das paredes, por isso, foi recomendado incluir o fator de comprimento efetivo k. Como resultado desse estudo, foi proposta a Eq. 2.5, para $h/t \leq 32$, adotada posteriormente pelo ACI 318:1983.

$$P_u = 0{,}55\,\phi\, f_c A\left[1-\left(kh/32t\right)^2\right] \tag{2.5}$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, ϕ o coeficiente de minoração da resistência, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, k o fator de comprimento efetivo, h a altura e t a espessura do painel.

2.4.7- Zielinski *et al.* (1982)

ZIELINSKI *et al.* (1982) realizaram ensaios, em escala real, com 5 painéis de 2,75 m de altura. Foram ensaiados 4 painéis, sob cargas uniformemente distribuídas, aplicadas no centro de gravidade da seção com estribos na direção longitudinal e estribos adicionais na direção transversal. A armadura foi constituída por tela soldada em duas camadas mais barras longitudinais associadas a estribos e grampos, sendo que o diâmetro nominal das barras longitudinais variava de 3 a 9 mm. A razão altura/largura (h/b) dos painéis era 2,25 e a espessura 3,8 cm. O painel 5 possuía uma abertura, correspondente a janela, e foi ensaiado com uma excentricidade de 6,3 cm. A resistência do concreto apresentou variação de 33,5 a 37,3 MPa. As resistências ao escoamento do aço nas telas e nas barras longitudinais tiveram variações de 512 a 537 MPa e 281 a 421 MPa, respectivamente. As principais conclusões do estudo foram:

a) Os painéis com estribos falhavam nas regiões de transição entre os estribos e o concreto. Com os estribos, além da resistência, elevou-se a rigidez dos elementos;

b) A contribuição do aço foi muito significativa para a resistência. Os pesquisadores propuseram a Eq. 2.6, para $h/t \leq$ 40, adaptada da equação do ACI 318:1977, considerando excentricidades de até $1/6$ da espessura:

$$P_u = 0{,}55\,\phi\left[A\,f_c + \left(f_{ys} - f_c\right)A_s\right]\left[1 - \left(h/40t\right)^2\right] \tag{2.6}$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, ϕ o coeficiente de minoração da resistência, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, A_s a área da seção transversal da armadura longitudinal, f_{ys} a resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal, k o fator de comprimento efetivo, h a altura e t a espessura do painel.

2.4.8- Saheb e Desayi (1989)

Muitos estudos de resistência e capacidade de carga à flexo-compressão em painéis-parede de concreto armado foram conduzidos por SAHEB e DESAYI (1989). Os estudos incluíram o efeito de parâmetros, tais como: razão altura/espessura (h/t), razão altura/largura (h/b) e taxas de armadura nas direções vertical e horizontal. Os autores investigaram a influência da razão h/t variado de 17 a 32, razão h/b variando de 0,67 a 2,0, além de taxas de armadura vertical 0,17 a 0,86% e horizontal 0,19 a 0,50%, sobre a resistência última de painéis, com espessura fixada em 5 cm. Um total de 24 painéis foram moldados e ensaiados. A resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos variou de 20,17 a 25,17 MPa e a excentricidade foi de 1/6 da espessura do painel. A armadura foi composta por duas telas fabricadas com barras de diâmetro nominal variando de 2 a 5 mm e as resistências ao escoamento do aço de 286 a 570 MPa. O espaçamento das barras não excedia três vezes a espessura dos painéis e o cobrimento foi fixado em 1 cm.

Como resultado do estudo, duas equações para a resistência última foram propostas para painéis, considerando $h/t \leq 32$ e $e \leq t/6$:

Para $h/b < 2$:

$$P_u = 0{,}55\,\phi\left[f_c A + (f_{ys} - f_c)A_s\right]\ \left[1 - (kh/32t)^2\right]\left[1{,}2 - (h/10b)\right] \qquad (2.7a)$$

Para $h/b \geq 2$:

$$P_u = 0{,}55\,\phi\left[f_c A + (f_{ys} - f_c)A_s\right]\left[1 - (kh/32t)^2\right] \qquad (2.7b)$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, ϕ o coeficiente de minoração da resistência, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, f_{ys} a resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal, A_s a área da seção transversal da armadura longitudinal, k o fator de comprimento efetivo, h a altura do painel, t a espessura e b a largura do painel. Os autores concluíram que:

a) A resistência última dos painéis diminuia linearmente com o aumento da razão h/b. A redução na carga última foi cerca de 16,6%, para um aumento em h/b de 0,67 a 2,0;
b) A resistência última dos painéis diminuia não-linearmente com o aumento da razão h/t. A redução na carga última foi cerca de 35%, para um aumento de h/t de 9 a 27;
c) As equações, propostas pelos pesquisadores anteriores a SAHEB e DESAYI (1989), mostraram que a carga última de painéis-parede era superestimada.

2.4.9- Fragomeni *et al.* (1995)

FRAGOMENI *et al.*[2] *apud* DOH (2002) desenvolveram muitos ensaios para estudar o comportamento de painéis com concreto de resistência usual e de alta resistência. O estudo analisou o efeito das variadas razões altura/espessura (h/t), razões

[2] Fragomeni, S., Mendis, P.A. e Grayson, W.R. (1995). *Axial load tests on concrete wall panels supported on four sides*. Proceedings of 14º Australian Conference on Mechanics of Structures and Materials (ACMSM), Tasmania, Australia, 1995.

altura/largura (h/b) e resistências do concreto de painéis ensaiados à compressão axial. Na primeira etapa, 16 painéis-parede de variadas razões h/t de 12 a 25, razões h/b de 2 a 5 e concreto de resistências variando de 32,9 a 67,4 MPa, foram ensaiados como paredes sob flexão em um plano ortogonal. Todos os painéis tinham armaduras centralmente locadas que atendiam à taxa mínima requerida. A segunda etapa consistiu de 4 painéis com uma camada de armadura, a 1 cm da face tracionada, além da armadura mínima. A maioria dos painéis tinha 5 cm de espessura.

Os pesquisadores concluíram que o modo de ruptura do painel dependia da resistência do concreto à compressão, da razão h/t e da quantidade de armadura utilizada. No programa experimental, a posição da armadura mínima (tela) centralmente locada ou interiormente à face de tração, não tinha efeito sobre o modo de ruptura. Os pesquisadores observaram, ainda, que painéis com razão h/t entre 12 e 15 romperam por esmagamento, enquanto elementos com razão h/t entre 20 e 25 apresentaram ruptura por flexo-compressão.

2.4.10- Doh (2002)

DOH (2002) realizou ensaios experimentais em 18 painéis-parede de concreto armado, sob compressão de natureza uniformemente distribuída. As peças estruturais foram avaliadas com concreto de resistência usual e de alta resistência, considerando flexões em um e dois planos ortogonais. Os modelos foram divididos em cinco etapas. Na primeira e segunda etapas foram ensaiados painéis sob flexão em um plano ortogonal. As etapas três, quatro e cinco foram compostas por ensaios em painéis sob flexão em dois planos ortogonais. A quinta etapa se diferiu das demais por estudar somente painéis com concreto de alta resistência. A razão altura/espessura (h/t) dos painéis variou entre 25 e 40. Os painéis possuíam razão altura/largura (h/b) variando de 1 a 1,6. A resistência do concreto a compressão variou de 35,7 a 78,2 MPa. A armadura utilizada nos painéis foi tela soldada do tipo F41 (barras de 4 mm de diâmetro nominal espaçadas a cada 10 cm) no meio da espessura do painel. A resistência ao escoamento do aço da armadura variou de 473 a 660 MPa e a taxa de armadura foi 0,31% para todos os painéis, em ambas as direções.

O pesquisador comparou as cargas axiais de projeto através das equações de três códigos de normalização internacionais ACI 318:99, AS3600:01 e BS8110:97. A FIG. 2.8 mostra a avaliação feita pelo pesquisador, considerando os seguintes dados: f_c = 30 MPa, $e = t/6$, ρ_v = 0,0031, $h = b$, k = 1,0 e ($N_{Rd} / f_c\, b\, t$) definida como a razão de resistência à compressão axial.

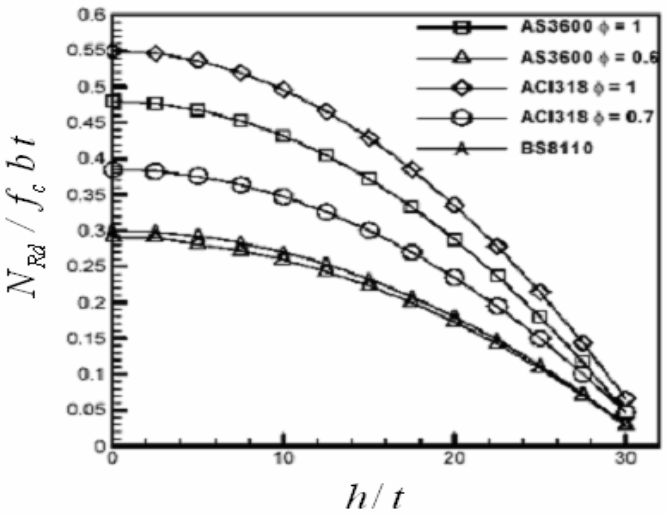


FIGURA 2.8 - Comparação dos métodos para a determinação da resistência axial
Fonte: Adaptada de DOH (2002)

As seguintes observações foram feitas a partir desse estudo paramétrico:

a) A razão resistência à compressão axial prescrita pelas equações assumia valores negativos quando a razão h/t era superior a 32;
b) A aplicação da fórmula empírica do ACI 318:99 geralmente proporcionou maiores cargas axiais de projeto para diferentes valores de razões h/t.

DOH (2002) também fez um estudo comparativo relacionando as expressões elaboradas por pesquisadores e equações das normas ACI 318:99 e AS 3600:01. Ele concluiu que a maioria dos ensaios experimentais realizados em paredes de concreto apresentavam razões h/t variando entre 10 e 30, com uso do concreto de resistência usual. Entretanto, tais equações de projeto atribuíam capacidade de carga zero para razões

h/t acima de 32, enquanto alguns resultados experimentais mostram uma significante capacidade de carga para tais painéis. A FIG. 2.9 mostra, claramente, tais observações:

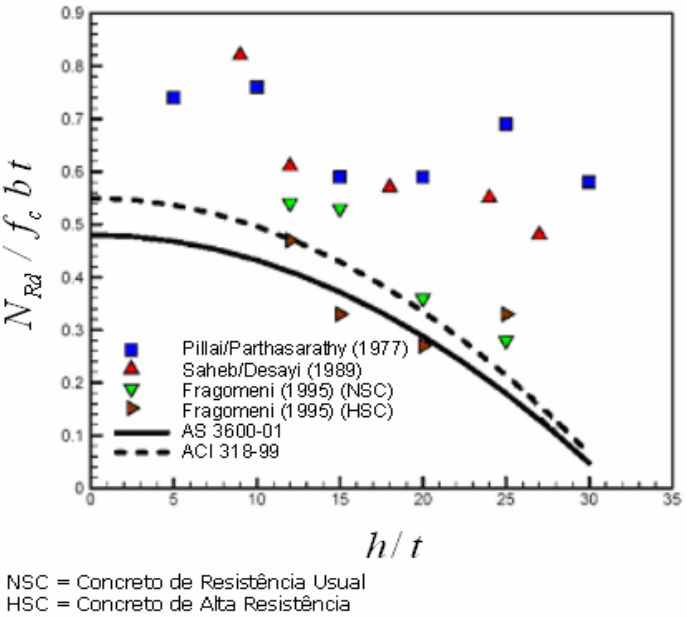


FIGURA 2.9 - Resistência última por pesquisadores e normas técnicas
Fonte: Adaptada de DOH (2002)

Ainda em DOH (2002), foram utilizados dois métodos analíticos para comparação dos resultados experimentais. O primeiro baseou-se em Método dos Elementos Finitos (LFEM – Layered Finite Element Method), utilizando a análise não-linear para a solução dos problemas, e o segundo em uma análise interativa de estabilidade por meio do programa WASTABT, desenvolvido a partir do recurso computacional MATLAB. Ambos os métodos analíticos forneceram boas previsões para os resultados dos ensaios. Foi também proposta uma expressão para determinar a carga axial última de painéis, dada pela Eq. 2.8 e comparações dos resultados experimentais e analíticos com os obtidos a partir da Eq. 2.8 confirmaram que tal equação era precisa e confiável.

$$\phi P_u = 2{,}0\,\phi\, f_c^{\,0{,}7} b(t - 1{,}2e - 2e_a) \qquad (2.8)$$

sendo ϕ o coeficiente de minoração da resistência, P_u a carga axial última do painel à compressão, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto,

b a largura do painel (mm), t a espessura do painel (mm), e a excentricidade da carga (mm) e e_a a excentricidade adicional devida a deslocamentos no painel (mm), dada pela Eq. 2.9:

$$e_a = (kh)^2 / 2500\,t \tag{2.9}$$

sendo k o fator de comprimento efetivo, h a altura (mm) e t a espessura do painel (mm).

Na Eq. 2.8, a obtenção do valor de (ϕP_u) negativo indica de que o painel é demasiadamente esbelto e não oferece capacidade resistente à solicitação.

2.4.11- Benayoune *et al.* (2006, 2007)

BENAYOUNE *et al.* (2006, 2007) estudaram o comportamento estrutural de painéis sanduíche pré-moldados de concreto com conectores de cisalhamento do tipo treliça, sujeitos a cargas de compressão, conforme a FIG. 2.10.

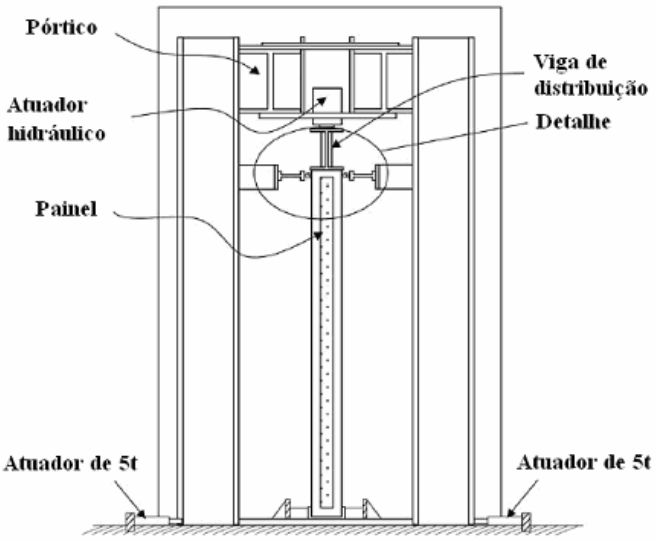


FIGURA 2.10 - Arranjo experimental de ensaios em painéis sanduíche
Fonte: Adaptada de BENAYOUNE *et al.* (2006)

No primeiro estudo foram realizados ensaios experimentais de compressão em painéis com carga excêntrica e no segundo estudo, com carga centrada. A condição de apoio permitiu articulação ao topo, FIG. 2.11, e engaste à base. Para comparar os resultados, foi realizada uma análise por Elementos Finitos dos painéis, por meio do programa computacional LUSAS, no qual os valores obtidos com a utilização do mesmo apresentaram boa concordância com os resultados experimentais, apesar de terem sido conservadores. A análise por Elementos Finitos considerou a não-linearidade física e geométrica dos materiais.

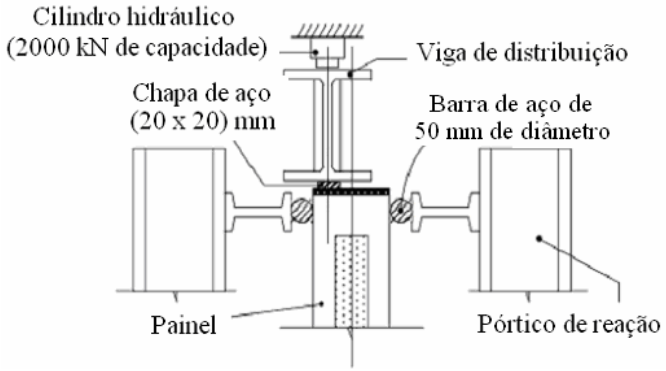
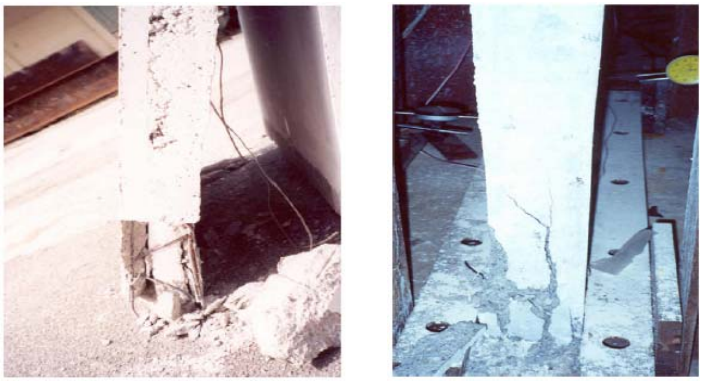


FIGURA 2.11 - Detalhe do apoio superior dos painéis.
Fonte: Adaptada de BENAYOUNE *et al.* (2006)

No primeiro tipo de estudo, 6 painéis sanduíche com razões h/t de 10,7 a 20, foram sujeitos a carregamentos excêntricos. A razão h/b variou de 1,2 a 1,5. A altura máxima dos painéis foi de 240 cm e a espessura total de 13 cm. O concreto apresentava 31,8 MPa como resistência característica à compressão. Como armadura, foi utilizada tela soldada com 20 x 20 cm de abertura e barras de 6 mm de diâmetro, que apresentava 490 MPa como resistência ao escoamento do aço. Foram analisados e apresentados os deslocamentos além de aparecimentos e propagações de fissuras a partir do aumento de cargas. Foi observado que a resistência última de painéis sanduíche diminuía não-linearmente com o aumento da razão h/t. O decréscimo na resistência de painéis com $h/t \leq 15$ foi de apenas 11%, para um aumento de 10 a 15 na razão h/t, o que indicava que os painéis representantes desse limite se comportavam como pilares curtos.

No segundo tipo de estudo, 6 painéis, similares aos descritos no primeiro tipo, foram ensaiados à compressão axial centrada. Os painéis falharam por esmagamento próximo às extremidades de topo ou base. No estágio final do carregamento, uma falha explosiva ocorreu no topo onde a carga era aplicada. A FIG. 2.12 apresenta as falhas por compressão dos painéis.



(a) (b)

FIGURA 2.12 - (a) Ruptura no topo e (b) na base de um painel

Fonte: BENAYOUNE *et al.* (2007)

Uma expressão semi-empírica foi proposta para melhor representar os resultados obtidos por Elementos Finitos, pela modificação da função de esbeltez na equação do ACI 318:89, para painéis sólidos, com $kh/t \leq$ 40, incorporando a contribuição da armadura de aço:

$$P_u = 0{,}40\, f_c A\left[1-\left(kh/40t\right)^2\right] + 0{,}67 A_s\, f_{ys} \qquad (2.10)$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, k o fator de comprimento efetivo, h a altura, t a espessura do painel, A_s a área da seção transversal da armadura longitudinal e f_{ys} a resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

Os resultados experimentais foram comparados com os teóricos e analíticos. Na FIG. 2.13 foi realizada a comparação entre os resultados obtidos experimentalmente (Exp) com os das equações de Oberlender/Everard (Eq. 2), Saheb/Desayi (Eq. 5), por Método dos Elementos Finitos (FEM), pela Eq. 2.10 (Eq. 8) e pelo ACI 318:89 (ACI):

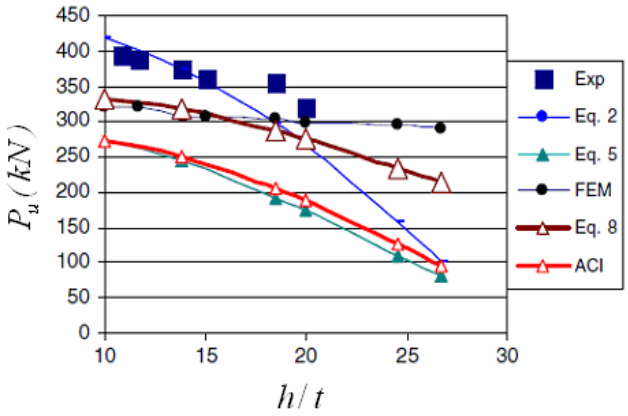


FIGURA 2.13 - Comparação de cargas axiais de projeto.
Fonte: Adaptada de Benayoune *et al.* (2007)

BENAYOUNE *et al.* (2007) observaram que os valores obtidos por meio da equação de projeto recomendada pelo ACI 318:89 e por meio das expressões propostas por outros pesquisadores se mostraram conservadores em relação aos resultados obtidos por Método dos Elementos Finitos e aos resultados experimentais. Também chegaram à conclusão de que a Eq. 2.10 (Eq. 8) apresentou boa concordância para os resultados experimentais (Exp) e para os obtidos por Método dos Elementos Finitos (FEM), embora com valores conservadores.

2.5- Especificações normativas para painéis-parede e pilares mistos

O estudo dos pesquisadores permitiu um conhecimento de critérios para cálculo da resistência última de painéis de concreto armado à compressão axial. Uma revisão dos métodos atuais de projeto, prescritos por normas de concreto, mostra que a maioria dos critérios de projeto considera para painéis uma extensão do projeto de pilares. Os itens seguintes apresentarão os critérios de cálculo para painéis-parede em concreto armado e para pilares mistos, que serão utilizados na análise de painéis de CLE. Para a verificação

do perfil *U* à ocorrência de flambagem local, são também apresentadas especificações da norma de perfis formados a frio.

2.5.1- ABNT NBR 6118:2007 - Projeto de estruturas de concreto

A NBR 6118:2007 apresenta especificações para a análise de pilares sujeitos a flexo-compressão considerando os efeitos de segunda ordem a partir da geometria da peça estrutural e das condições de apoio. Tais efeitos podem ser desconsiderados em peças que atendam determinados critérios de esbeltez e momentos fletores atuantes. Para a determinação de esforços de segunda ordem em pilares com o índice de esbeltez (λ) igual ou inferior a 90, a referida norma apresenta o método do pilar padrão com curvatura aproximada.

Em se tratando de análise de pilares-parede, o item 15.9 da NBR 6118:2007 especifica que se deve garantir a conveniente avaliação dos efeitos de segunda ordem. Tais efeitos podem ser desprezados se o índice de esbeltez for inferior a 35. Para o dimensionamento de pilares-parede, de concreto simples e seção retangular, o item 24.6.1 da norma estabelece a Eq. 2.11, que pode ser empregada quando a resultante das cargas de cálculo atuar dentro do terço médio da espessura.

$$N_{Rd} = 0{,}63\ f_{cd}\ A_c\left[1-\left(kh/32t\right)^2\right] \tag{2.11}$$

sendo N_{Rd} a resistência de cálculo do painel à compressão axial ($N_{Rd} \geq 0$), f_{cd} a resistência de cálculo à compressão do concreto, A_c a área da seção transversal de concreto, k o fator de comprimento efetivo (k = 1, quando não existirem restrições contra rotação e 0,8 quando existir alguma restrição contra rotação), h a altura e t a espessura do painel.

onde o valor de f_{cd} pode ser obtido por meio da Eq. 2.12:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \tag{2.12}$$

sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto e γ_c o coeficiente de ponderação do concreto.

Conforme recomendações da norma, a espessura do pilar-parede não deve ser inferior a:

- 1/24 da altura total ou comprimento vertical não apoiado;
- 10 cm.

a) Armadura longitudinal

Segundo o item 18.4.2 da NBR 6118:2007, em pilares a área de armadura longitudinal mínima $A_{s,min}$ deverá ser:

$$A_{s,min} = (0{,}15 N_d / f_{yd}) \geq 0{,}004\, A_c \qquad (2.13)$$

sendo N_d a força normal de cálculo, f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do aço e A_c a área da seção transversal de concreto.

b) Armadura transversal

Para pilares-parede de concreto armado, a armadura transversal deve ser no mínimo de 25% da armadura longitudinal da face.

c) Proteção contra a flambagem das barras

O item 18.2.4 da NBR 6118:2007 estabelece que quando houver possibilidade de flambagem das barras da armadura devem ser tomas precauções para evitá-la. Os estribos impedem a flambagem das barras longitudinais situadas em seus cantos e por eles abrangidas, localizadas no máximo 20 vezes o diâmetro nominal do estribo (ϕ_t). Se neste trecho houver mais de duas barras, com exceção a barra do canto, devem ser utilizados estribos suplementares ou grampos, conforme a FIG. 2.14.

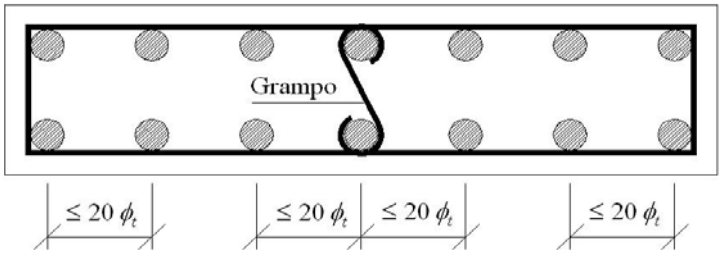


FIGURA 2.14 - Proteção contra flambagem das barras longitudinais
Fonte: Adaptada da NBR 6118:2007

2.5.2- ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios

Na NBR 8800:2008 são apresentadas prescrições para o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto que serão utilizadas para análise estrutural de painéis de CLE, tais como a resistência da armadura e perfis de aço à compressão e critérios para pilares mistos.

a) Resistência nominal da armadura à força normal de compressão

Segundo o item 5.3.2 da NBR 8800:2008, a resistência nominal da armadura à força normal de compressão ($N_{c,s,R}$), associada à perda de estabilidade por flambagem, deve ser determinada pela Eq. 2.14:

$$N_{c,s,R} = \chi\, Q\, A_s\, f_{ys} \tag{2.14}$$

sendo χ o fator de redução associado a resistência à compressão, Q o fator de redução total associado a flambagem local, A_s a área da seção transversal da armadura longitudinal e f_{ys} a resistência ao escoamento do aço da armadura, onde o fator χ pode ser calculado utilizando as Eq. 2.15a e 2.15b, dadas as condições:

Para $\lambda_0 \leq 1{,}5$

$$\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2} \tag{2.15a}$$

Para $\lambda_0 > 1{,}5$

$$\chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0{}^2} \tag{2.15b}$$

onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido da armadura, dado pela Eq. 2.16:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q\, A_s\, f_{ys}}{N_e}} \tag{2.16}$$

e

$$N_e = \frac{\pi^2 E_s I}{(Kh)^2} \tag{2.17}$$

sendo N_e a força normal de flambagem elástica, E_s o módulo de elasticidade longitudinal do aço da armadura, I o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de flexão considerado, K o coeficiente de flambagem de barras comprimidas e h altura da barra longitudinal da armadura.

b) Especificações para pilares mistos

O **Anexo P** da NBR 8800:2008 apresenta critérios para o cálculo de pilares mistos e para uma peça estrutural ser classificada como pilar misto é necessário que o fator de contribuição do aço δ, Eq. 2.18, esteja entre os limites 0,2 e 0,9.

- Fator de contribuição do aço

$$\delta = \frac{A_a\, f_{ya}}{N_{pl,R}} \tag{2.18}$$

sendo A_a a área da seção transversal de perfil de aço, f_{ya} a resistência ao escoamento do aço do perfil e $N_{pl,R}$ a resistência nominal da seção mista à plastificação pela força normal, calculada conforme a Eq. 2.19.

$$N_{pl,R} = f_{ya} A_a + \alpha\, f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \tag{2.19}$$

sendo f_{ya} , f_{ys} as resistências ao escoamento dos aços do perfil e da armadura, respectivamente, A_a, A_c, A_s as áreas das seções transversais de perfil de aço, do concreto e da armadura, respectivamente, f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto, α um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto ou 0,85 para as demais seções.

- Armadura longitudinal

A área de armadura longitudinal mínima ($A_{s,\min}$) é dada por:

$$A_{s,\min} \geq 0{,}003\, A_c \tag{2.20}$$

sendo A_c a área da seção transversal de concreto.

As demais especificações da NBR 6118:2007 devem ser atendidas.

- Flambagem local do perfil

Deve-se evitar a flambagem local do perfil que envolve o concreto e, em particular, para o perfil formado a frio do tipo *U* (50,8 x 25,4 x 2) mm, as especificações da NBR 14762:2001 devem ser obedecidas.

2.5.3- ABNT NBR 14762:2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio

A NBR 14762:2001 apresenta especificações para o cálculo da resistência de elementos estruturais obtidos por conformação a frio de chapas de aço: os perfis formados a frio. Na NBR 6355:2003 podem ser obtidas as propriedades geométricas de seções transversais desses perfis e os itens seguintes mostram os critérios utilizados na

obtenção da resistência do perfil formado a frio do tipo *U* à compressão uniforme, para a verificação dos elementos alma e mesa à ocorrência de flambagem local. Uma representação das propriedades geométricas do perfil *U* é exibida na FIG. 2.15.

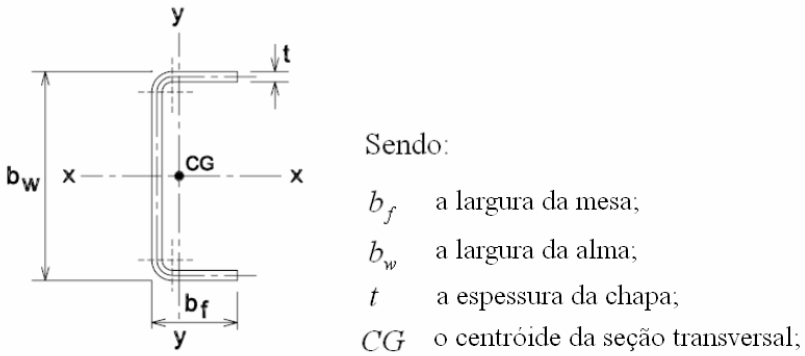


FIGURA 2.15 - Geometria do perfil formado a frio do tipo *U* simples
Fonte: Adaptada da NBR 6355:2003

a) Resistência nominal do perfil à força normal de compressão

A resistência nominal do perfil à força normal de compressão ($N_{c,a,R}$) considera a ocorrência de flambagem local e deve ser calculada pela Eq. 2.21:

$$N_{c,a,R} = \rho\, A_{ef}\, f_{ya} \tag{2.21}$$

sendo ρ o fator de redução associado à flambagem da barra, A_{ef} a área efetiva da seção transversal da barra ($A_{ef} = A_a$ para o cálculo de λ_0), f_{ya} a resistência ao escoamento do aço do perfil.

O fator ρ pode ser calculado a partir da Eq. 2.22:

$$\rho = \frac{1}{\beta + \left(\beta^2 - \lambda_0{}^2\right)^{0,5}} \leq 1{,}0 \tag{2.22}$$

sendo β o parâmetro de cálculo para o fator de redução e λ_0 o índice de esbeltez reduzido da barra, obtidos pelas Eq. 2.23 e 2.24, respectivamente.

$$\beta = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\lambda_0 - 0{,}2\right) + {\lambda_0}^2\right] \tag{2.23}$$

e

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_{ef}\, f_{ya}}{N_e}} \tag{2.24}$$

sendo α o fator de imperfeição inicial, igual a 0,21, 0,34 e 0,49 para as curvas a, b e c, respectivamente, A_{ef} a área efetiva da seção transversal da barra, f_{ya} a resistência ao escoamento do aço do perfil e N_e a força normal de flambagem elástica, conforme Eq. 2.17.

b) Verificação do perfil à flambagem local

Conforme o item 7.2.1.1 da NBR 14762:2001, para que não ocorra flambagem local na alma e na mesa do perfil formado a frio, o índice de esbeltez reduzido de cada elemento (λ_p) deve ser igual ou inferior a 0,673, onde:

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\left(kE_a/\sigma\right)^{0{,}5}} \tag{2.25}$$

sendo b a largura de cada elemento (alma ou mesa), t a espessura de cada elemento, k o coeficiente de flambagem local, E_a o módulo de elasticidade longitudinal do aço do perfil e σ a tensão normal de compressão, calculado pela Eq. 2.26:

$$\sigma = \rho\, f_y \tag{2.26}$$

sendo ρ o fator de redução associado à flambagem da barra e f_y a resistência ao escoamento do aço.

Em perfis formados a frio do tipo *U*, sob compressão uniforme, k é tomado igual a 4 para a alma e 0,43 para a mesa.

2.5.4- American Concrete Institute Code (ACI 318:2008)

O capítulo 14 do ACI 318: 2008 utiliza uma equação empírica de projeto para obtenção da força axial resistente de cálculo de painéis-parede com $h/t \leq 32$, submetidos a cargas axiais com ou sem flexão, dada pela Eq. 2.27.

$$N_{Rd} = 0{,}55\phi\, f_c A\left[1-\left(kh/32t\right)^2\right] \tag{2.27}$$

sendo N_{Rd} a resistência de cálculo do painel à compressão axial ($N_{Rd} = \phi P_u$), ϕ o coeficiente de minoração da resistência, P_u a carga axial última do painel à compressão, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, k o fator de comprimento efetivo (k = 0,8 para apoios restritos contra rotação), h a altura e t a espessura do painel.

a) A equação é limitada a seções sólidas, retangulares e planas. Em geral, aplica-se a estruturas carregadas verticalmente e a painéis simplesmente apoiados;
b) O painel deve apresentar a razão h/t inferior a 25 e espessura mínima de 10 cm;
c) A carga resultante deve estar localizada dentro do terço médio da espessura do painel;

De acordo com os itens 14.3.2 e 14.3.3 do ACI 318: 2008, as taxas de armadura mínima nas direções vertical e horizontal, ρ_v e ρ_h, respectivamente, são:

ρ_v = 0,0012 para barras de diâmetro ≤ 16 mm ou tela soldada;
ρ_h = 0,0020 para barras de diâmetro ≤ 16 mm ou tela soldada.

2.5.5- Australian Concrete Standard Code (AS3600:2004)

A norma AS 3600:2004, na seção 11, especifica uma equação simplificada, baseada nas recomendações da norma britânica BS 8110:97. O método simplificado é conservador e, geralmente, aplicável para painéis sob flexão em um plano ortogonal. A expressão para o cálculo da resistência axial última é dada pela Eq. 2.28.

$$N_{Rd} = 0{,}6\phi\, f_c\, b(t - 1{,}2e - 2e_a) \tag{2.28}$$

sendo N_{Rd} a resistência de cálculo do painel à compressão axial ($N_{Rd} = \phi P_u$), ϕ o coeficiente de minoração da resistência, P_u a carga axial última do painel à compressão, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, b a largura do painel (mm), t a espessura do painel (mm), e a excentricidade da carga (mm) e e_a a excentricidade adicional (mm), conforme Eq. 2.9.

Na Eq. 2.28, a obtenção do valor de N_{Rd} negativo indica de que o painel é demasiadamente esbelto e não oferece capacidade resistente à solicitação.

As taxas de armadura mínima ρ_v e ρ_h prescritas pelo código são:

a) $\rho_v \geq 0{,}0015$ na direção vertical;
b) $\rho_h \geq 0{,}0025$ na direção horizontal.

2.5.6- British Concrete Standard (BS 8110:1997)

A norma BS8110:1997, na seção 3.9.4.14, lida com o projeto de painéis planos de concreto e recomenda que a força axial última de projeto para tais estruturas pode ser obtida pela Eq. 2.29.

$$N_{Rd} \leq 0{,}3\, f_{cu}\, b(t - 1{,}2e - 2e_a) \tag{2.29}$$

sendo N_{Rd} a resistência de cálculo do painel à compressão axial ($N_{Rd} = \phi P_u$), ϕ o coeficiente de minoração da resistência, P_u a carga axial última do painel à compressão, f_{cu} a resistência à compressão de corpos-de-prova cúbicos de concreto, b a largura do painel (mm), t a espessura do painel (mm), e a excentricidade da carga (mm) e e_a a excentricidade adicional (mm), conforme Eq. 2.9.

a) A excentricidade mínima deve ser o maior valor entre 0,05*t* e 20 mm;
b) A taxa armadura mínima deve ser igual a 0,0025 em ambas as direções.

2.5.7- Eurocode 2 - EN 1992-1-1:2004

A seção 9.6 do EN 1992-1-1: 2004 especifica as armaduras longitudinal e transversal para o projeto de painéis-parede em concreto armado.

- Armadura longitudinal

A área de armadura longitudinal mínima $A_{s,min}$ deverá ser:

$$A_{s,min} = (0{,}10 N_d / f_{yd}) \geq 0{,}002\, A_c \qquad (2.30)$$

sendo N_d a força normal de cálculo, f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do aço e A_c a área da seção transversal de concreto.

- Armadura transversal

Para armadura horizontal é recomendado o maior valor entre 25% da armadura longitudinal da face ou $0{,}001\, A_c$. Onde a quantidade de armadura longitudinal exceder $0{,}02\, A_c$ devem ser utilizados estribos com diâmetro não inferior a 5 mm;

Para obtenção da resistência axial de cálculo de painéis com seção retangular sob flexo-compressão e $f_{ck} \leq 50\, MPa$, a seção 12.6.1 do EN 1992-1-1: 2004 fornece a Eq. 2.31:

$$N_{Rd} = f_{cd}\, b\, t(1 - 2e/t) \qquad (2.31)$$

sendo N_{Rd} a resistência de cálculo do painel à compressão axial ($N_{Rd} = \phi P_u$), ϕ o coeficiente de minoração da resistência, P_u a carga axial última do painel à compressão,

f_{cd} a resistência de cálculo à compressão do concreto, b a largura (mm), t a espessura do painel (mm) e e a excentricidade da carga (mm).

A Eq. 2.31 é expressa em função da excentricidade da carga e não fornece, por meio de sua aplicação, uma estimativa para o decaimento da capacidade resistente de painéis com diferentes razões h/t para uma excentricidade constante. Tendo em vista essa limitação, essa equação não será empregada na análise dos resultados.

2.5.8- Eurocode 4 - EN 1994-1-1:2004

O Eurocode 4 fornece especificações semelhantes às da NBR 8800:08 para o cálculo de pilares mistos e, portanto, não serão apresentadas.

2.6- Dispositivos para ensaios em painéis-parede

São apresentados, a seguir, os dispositivos de ensaio utilizados para a análise experimental dos painéis segundo muitos pesquisadores. Conforme poderá ser observado, os experimentos foram elaborados de modo a permitir, aos apoios, livre rotação na base e no topo (modo simplesmente apoiado).

2.6.1- Ernst (1952)

ERNST (1952) conduziu ensaios em 10 painéis apoiados sob flexão em dois planos ortogonais. O carregamento foi aplicado através de uma viga superior para atingir a uniformidade da carga no topo dos painéis. Um bloco de aço foi também preso à base do equipamento de ensaio e possuía um entalhe para simular a condição simplesmente apoiada sem excentricidade, tanto no topo quanto na base dos painéis. Na lateral dos painéis, foi colocada uma cantoneira, com dimensões 50,8 x 50,8 x 6,35 mm, para impedir a rotação ao longo do comprimento do painel. A cantoneira foi fixada a perfis *U* que prendiam o painel por parafusos. Essa configuração foi denominada lado-faca. Na FIG. 2.16 é mostrada a configuração do apoio desenvolvido segundo o pesquisador.

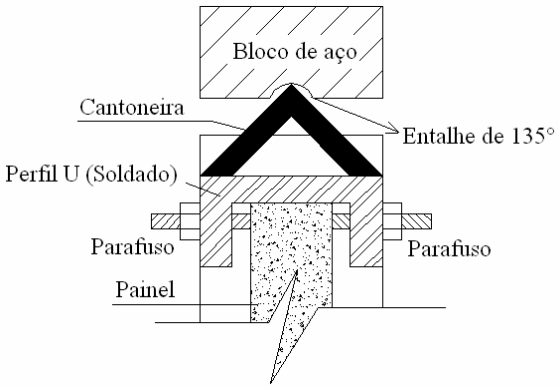


FIGURA 2.16 - Sistema de apoio superior
Fonte: Adaptada de Ernst (1952)

Uma desvantagem para o uso desse sistema de apoio foi que ele oferecia limitada capacidade de rotação ao painel e que este poderia escapar para fora do entalhe se utilizado em ensaios sob flexão em um plano ortogonal.

2.6.2- Swartz *et al.* (1974)

SWARTZ *et al.* (1974) conduziram ensaios de compressão em 24 painéis de concreto armado sob flexão em dois planos ortogonais. Para simular os apoios no topo e na base, duas cantoneiras 50,8 x 50,8 x 6,35 mm foram conectadas, por uma série de parafusos, a uma chapa com 6,35 mm de espessura. Para facilitar a rotação, barras de diâmetro 25,4 mm foram soldadas à chapa. Uma chapa foi cortada para uso como mecanismo de entalhe que mantinha as barras e os painéis. Uma esquematização do apoio inferior é mostrada na FIG. 2.17.

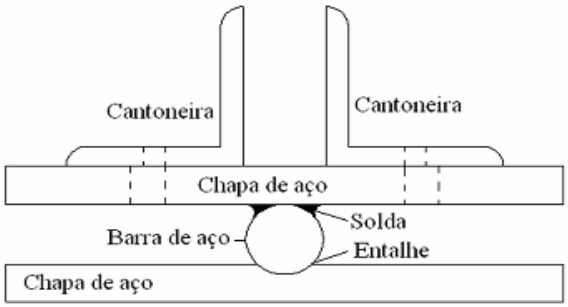


FIGURA 2.17 - Detalhe do apoio para a base
Fonte: Adaptada de SWARTZ *et al.* (1974)

2.6.3- Saheb e Desayi (1989)

SAHEB e DESAYI (1989) ensaiaram painéis de concreto à compressão excêntrica sob flexão em um plano ortogonal. As condições de apoio para o topo e a base foram simuladas através do uso de chapas de aço de 20 mm de espessura entre duas chapas de aço de 50 mm. Uma barra de 25 mm de diâmetro foi colocada entre quatro barras guias de 8 mm de diâmetro, soldadas ao longo do comprimento das chapas. A representação do apoio superior é mostrada na FIG. 2.18.

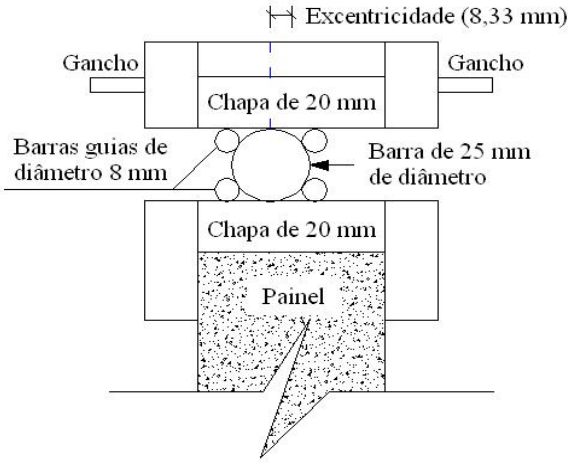


FIGURA 2.18 - Dispositivo de apoio para o topo dos painéis
Fonte: Adaptada de SAHEB e DESAYI (1989)

A vantagem do apoio é que ele pôde ser facilmente adaptado para cargas excêntricas. A limitação dessa configuração é que ela não permitiu uma rotação completa ao sistema.

2.6.4- Sanjayan e Maheswaran (1999)

SANJAYAN e MAHESWARAN (1999) ensaiaram painéis na posição horizontal sob flexão em dois planos ortogonais. Um sistema de pórticos foi usado para aplicar carregamentos excêntricos. Os pórticos de reação foram projetados para cargas de até 1000 kN. Cada um desses consistiu de duas vigas *I* verticais com 580 mm e quatro barras de aço com 36 mm de diâmetro. A carga aplicada por cilindros hidráulicos foi transferida para chapas de aço (70 mm de comprimento) por meio de uma barra de aço,

de alta resistência, com 19 mm de diâmetro. As chapas de aço, que eram fixas ao painel por parafusos de alta resistência com 35 mm de diâmetro e transferiam a carga ao painel por meio do apoio, conforme ilustrado na FIG. 2.19.

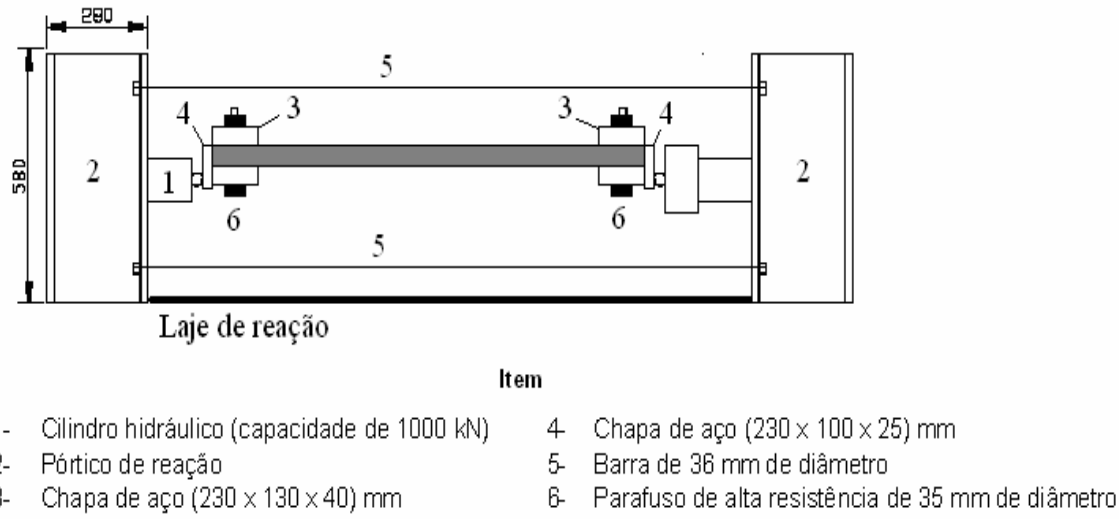


FIGURA 2.19 - Configuração para ensaio dos painéis
Fonte: Adaptada de SANJAYAN E MAHESWARAN (1999)

A limitação do ensaio foi que o deslocamento medido poderia ser menor que o real, já que a direção dessa era oposta à da gravidade. Outra limitação foi que os painéis de concreto precisaram ser perfurados para conectar os parafusos de alta resistência.

2.6.5- Doh (2002)

As condições de apoio do topo e da base, adotadas por DOH (2002), foram simuladas pelo uso de uma barra com 23 mm de diâmetro, com aço de alta resistência, sobre uma chapa de 50 mm de espessura e 150 mm de largura. A barra de 23 mm de diâmetro foi soldada em três locais ao longo do comprimento da chapa. Detalhes do apoio podem ser observados nas FIG. 2.20 e 2.21.

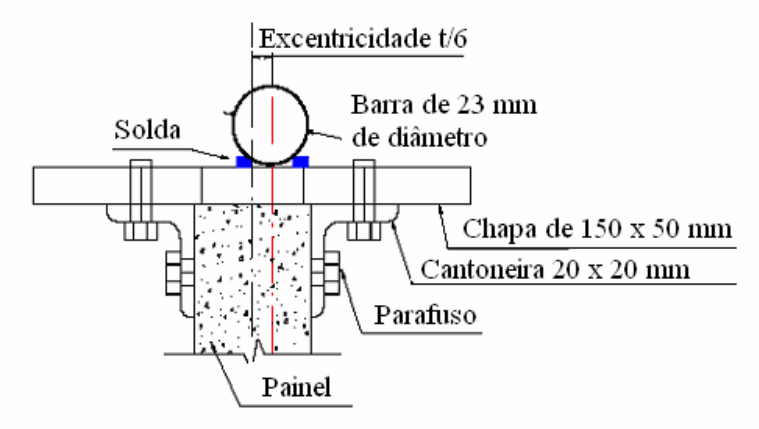


FIGURA 2.20 - Apoio de topo dos painéis.

Fonte: DOH (2002)

FIGURA 2.21 - Vista lateral do apoio de topo dos painéis

Fonte: DOH (2002)

2.7- Discussão da revisão bibliográfica

São apresentadas na TAB. 2.1 as variáveis consideradas nas pesquisas para painéis estruturais. A revisão indicou que o desenvolvimento de procedimentos de projeto para painéis-parede tem caminhado lentamente em relação a outras estruturas de concreto armado.

TABELA 2.1 - Quadro resumo de variáveis estudadas por pesquisadores

Pesquisador	*Ano*	*Número de ensaios*	*h/t*	*h/b*	f_c *ou* f_{cu} *(MPa)*	f_{ys} *(MPa)*	ρ_y *(%)*
Seddon	1956	-	18 a 54	1,5	18 a 28	281 a 316	0,4 a 0,8
Leabu	1965	-	-	-	-	-	-
Oberlender e Everard	1973	54	8 a 28	1,0 a 3,5	28 a 42	512 a 600	0,33 a 0,47
Desayi e Joshi	1976	8	(18 a 38)*	-	14 a 30	385 a 578	0,99 a 1,98
Pillai e Parthasarathy	1977	18	5 a 30	0,6 a 3,0	16 a 31	238 a 354	0,15 a 0,30
Kripanarayanan	1977	-	0 a 32	-	28 a 42	421	0 a 1%
Zielinski et al.	1982	5	72	2,25	33 a 37,5	281 a 537	-
Saheb e Desayi	1989	24	17 a 32	0,6 a 2,0	20 a 25	286 a 570	0,17 a 0,86
Fragomeni *et al.*	1995	20	12 a 25	2,0 a 5,0	33 a 67	-	0,25 a 0,31
Doh	2002	18	25 a 40	1,0 a 1,6	35 a 78	473 a 660	0,31
Benayoune *et al.*	2007	12	10,7 a 20	1,2 a 2,0	31,8	490	-

* Valores de índices de esbeltez

A maioria dos ensaios experimentais foi realizada em painéis de concreto com razões h/t variando, em média, entre 12 e 30, usando principalmente concreto com resistências entre 25 e 40 MPa. Muitos pesquisadores observaram em seus experimentos que o colapso de painéis com razões h/t inferiores a 20 ocorria por esmagamento enquanto para razões h/t igual ou superior a 20 o colapso era geralmente atingido por flexo-compressão.

Conforme pode ser observado na tabela 2.1, muitos ensaios experimentais consideram como limite de avaliação da razão h/t até valores próximos a 30 e a minoria envolveu a análise de concreto de alta resistência. Há de se destacar que ZIELINSKI *et al.* (1982) estudaram painéis com razão h/t igual a 72 com o uso altas taxas de armadura longitudinal, estribos transversais e grampos, no entanto, tais taxas não foram claramente especificadas por esses pesquisadores.

Poucos estudos abordam o desenvolvimento teórico das equações empíricas de projeto de painéis-parede em concreto armado e, quando realizam esse tipo de análise, são baseados nos critérios da norma ACI 318.

Apesar de muitos estudos apresentarem a razão h/b, somente SAHEB e DESAYI (1989) analisaram a sua influência na capacidade resistente dos painéis.

3

MATERIAIS

Para os estudos a serem realizados foram moldados painéis de CLE e painéis em concreto armado de resistência usual. Este capítulo apresenta as características dos painéis, a caracterização de seus componentes e a fabricação desses elementos estruturais.

3.1- Características dos painéis

Os modelos de ensaio foram definidos em função dos seguintes critérios: restrições de altura do pórtico de reação para os experimentos, dimensões dos acessórios para os apoios e para a aplicação de carga, espessuras utilizadas na fábrica, além da facilidade para transporte e manuseio.

Para a avaliação experimental, foram projetados 26 painéis com 5 cm de espessura, diferentes alturas e larguras, subdivididas em três etapas. A primeira etapa foi composta por painéis de CLE de 60 cm de largura e razões h/t variando de 8 a 36. As etapas 2 e 3 foram constituídas por painéis de CLE (etapa 2) e de concreto armado com resistência usual (etapa 3) de 50 cm de largura e razões h/t iguais a 8, 20 e 32. Neste

trabalho o concreto utilizado visou atingir uma resistência característica à compressão de 20 MPa aos 28 dias de idade. A TAB. 3.1 apresenta as designações dos painéis para cada etapa bem como as características geométricas e mecânicas dos mesmos. Na FIG. 3.1 são exibidas as peças metálicas componentes dos painéis da etapa 1.

TABELA 3.1- Características geométricas e mecânicas dos painéis (projeto)

	Painel	Dimensões (cm)			h/t	f_{ck} (MPa)	Perfil U [1]	Tela soldada Q196				
		h	b	t				Barra [2] (mm)	f_y [3] (MPa)	A_s (cm²/m)	ρ_v (%)	ρ_h (%)
ETAPA 1	CLE1	40	60	5	8	20	Presente	2x 5Ø 5	600	1,96	0,65	0,59
	CLE2	60			12							0,65
	CLE3	80			16							0,69
	CLE4	100			20							0,71
	CLE5	120			24							0,72
	CLE6	140			28							0,73
	CLE7	160			32							0,74
	CLE8	180			36							0,74
ETAPA 2	M1a M1b M1c	40	50	5	8	20	Presente	2x 4Ø 5	600	1,96	0,63	0,59
	M2a M2b M2c	100			20							0,71
	M3a M3b M3c	160			32							0,74
ETAPA 3	C1a C1b C1c	40	50	5	8	20	Ausente	2x 4Ø 5	600	1,96	0,63	0,59
	C2a C2b C2c	100			20							0,71
	C3a C3b C3c	160			32							0,74

[1] O perfil formado a frio do tipo *U* (50,8 x 25,4 x 2) mm foi utilizado como elemento envelopador.

[2] Para a especificação do aço na posição vertical, que compõe a tela soldada Q196, o algarismo inicial indica o número de telas utilizadas, por painel, seguido do número de barras com seus respectivos diâmetros nominais em *mm*.

[3] Conforme o fabricante.

FIGURA 3.1 - Peças metálicas de painéis de CLE: etapa 1

3.2- Propriedades dos materiais

3.2.1- Concreto

O concreto utilizado na fabricação dos painéis apresentou em sua composição: cimento CPII E 32, brita zero como agregado graúdo, pó de pedra como agregado miúdo e água. O traço em massa, especificado na fábrica, foi 1: 2: 3, com relação água/cimento igual a 0,60. A resistência característica à compressão esperada para o concreto aos 28 dias foi de 20 MPa. Para o adensamento foi utilizado vibrador do tipo agulha, com 40 mm de diâmetro nominal.

Foram realizadas três concretagens para permitir que os ensaios, em cada etapa, fossem iniciados aos 28 dias de idade. Entretanto, os ensaios da etapa 1 somente tiveram início aos 136 dias de idade devido ao tempo necessário para o preparo dos experimentos. Nas datas de concretagem, seis moldes de corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20 cm, foram preenchidos com concreto para a sua caracterização mecânica. Paralelamente, foram feitos ensaios de abatimento “slump test” para a obtenção da consistência.

Os resultados dos ensaios de caracterização mecânica dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto foram obtidos seguindo os procedimentos da NBR 5739:1994 e são exibidos na TAB. 3.2 para o início de cada etapa. Vale ressaltar que o ACI 318:2008, no item 5.6.2.4, recomenda que seja tomada como resistência à compressão do concreto a

média de, pelo menos, 3 corpos-de-prova e, portanto, esse critério foi adotado para a análise dos resultados.

TABELA 3.2 - Resultados dos ensaios de caracterização do concreto

	ETAPA 1			ETAPA 2			ETAPA 3		
CP	***Idade (dias)***	***E_c (MPa)***	***f_c (MPa)***	***Idade (dias)***	***E_c (MPa)***	***f_c (MPa)***	***Idade (dias)***	***E_c (MPa)***	***f_c (MPa)***
1	136	13.325,19	23,54	28	11.986,06	20,51	28	19.844,80	27,42
2	136	14.730,96	24,70	28	12.878,15	21,51	28	14.990,67	26,72
3	136	15.029,52	26,09	28	11.732,18	20,37	28	14.491,12	26,31
Média		**14.361,89**	**24,78**		**12.198,80**	**20,80**		**16.442,20**	**26,82**

Em relação ao ensaio "slump test", os resultados dos abatimentos para as etapas 1, 2 e 3 foram, respectivamente: 88, 95 e 58 mm. Segundo EL DEBS (2000), ao abatimento do concreto entre os limites 50 mm e 100 mm é atribuída a classificação de consistência plástica, sendo recomendado o adensamento por vibração interna ou em mesas.

a) Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado na confecção de painéis de CLE, foi o pó de pedra. Segundo MENOSSI (2004), o pó de pedra é um rejeito da exploração de pedreiras e seu diâmetro máximo é inferior a 4,8 mm. Em função de sua curva granulométrica, pode-se caracterizá-lo como sendo uma areia média.

O trabalho de MENOSSI (2004) demonstra a viabilidade e as vantagens da substituição da areia natural pelo pó de pedra nos concretos de resistência usual, por mostrar que este material possui todas as características físicas e químicas necessárias à sua utilização como agregado miúdo em concretos. Como características observadas a partir da adoção do pó de pedra em substituição a areia no concreto de resistência usual podem-se indicar: estabilidade granulométrica por ser um material oriundo de britamento, acréscimo de resistência à compressão axial em comparação ao concreto produzido com areia natural, redução da trabalhabilidade por demandar maior quantidade de água para apresentar um mesmo abatimento que um concreto produzido com areia natural e aumento da durabilidade, pois apresenta maior compacidade (menor permeabilidade) associada à potencialidade pozolânica da fração fina do pó de pedra.

Para a caracterização do pó de pedra utilizado na confecção dos painéis foram realizados ensaios de determinação da composição granulométrica e da massa específica real, conforme especificado pelas normas NBR 7211:1983 e NBR 9776:1987, respectivamente.

A distribuição granulométrica, dada pela relação entre a massa retida acumulada e o respectivo diâmetro de cada peneira, indicou que o pó de pedra se enquadra na faixa correspondente à agregado miúdo médio, por estar contido entre os limites inferior e superior da NBR 7211:1983, conforme observado na FIG. 3.3.

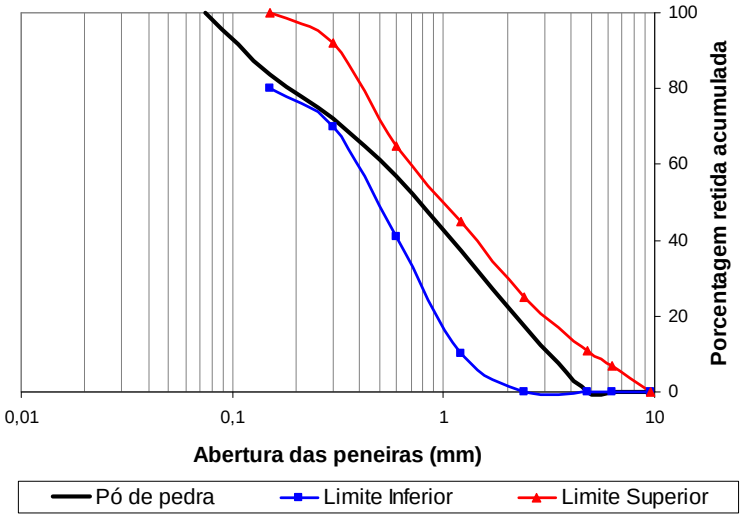


FIGURA 3.2 - Distribuição granulométrica do pó de pedra

A massa específica real obtida para o pó de pedra, com o uso do frasco de Chapman, foi de 2,66 g/cm³, dada pela razão entre a massa de material seca 500g e o volume de líquido deslocado 188 cm³. Em seguida, foi determinado o teor de umidade do material, sendo igual a 1,60 %.

b) Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado foi a brita, classificada como zero, pelo fato de sua dimensão máxima característica não excer 9,5 mm. O ensaio de determinação da massa específica real, semelhante ao utilizado para a caracterização do pó de pedra, resultou também em 2,66 g/cm³.

3.2.2- Aço

a) Perfis de aço

Foi utilizado o perfil formado a frio do tipo *U* (50,8 x 25,4 x 2) mm para envolver os painéis de CLE (etapas 1 e 2). O fabricante do perfil especifica os aços ASTM A36 (f_y = 250 MPa) ou SAE 1010 ($f_y \approx$ 180 MPa). Na fabricação de painéis de CLE, estes perfis são cortados a frio e soldados nas extremidades com o uso de eletrodos do tipo E - 6013 (f_u = 415 MPa).

Foram realizados ensaios à tração em corpos-de-prova, a partir da alma dos perfis *U*, para determinar as características mecânicas do material. As dimensões de cada corpo-de-prova seguiram as especificações da NBR 6892:2002 e a representação de um desses é exibida na FIG. 3.3.

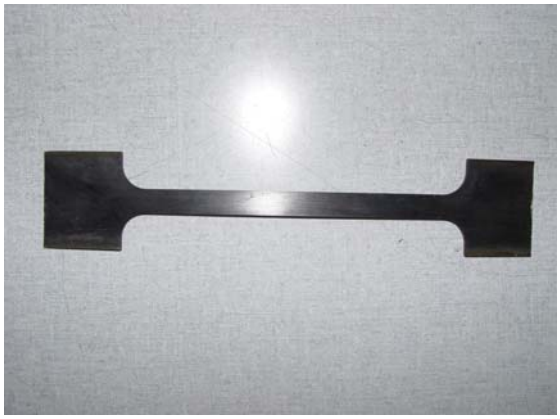


FIGURA 3.3 - Corpo-de-prova do aço do perfil *U*

Para a determinação da deformação até o limite de escoamento do aço foi instalado o equipamento "clip gauge" e o registro dos dados foi automaticamente interrompido quando se atingia tal limite. Os resultados dos ensaios podem ser observados na TAB. 3.3 e na FIG. 3.4, enquanto a FIG. 3.5 mostra o início e o término do ensaio à tração. Nota-se na FIG. 3.4 que para o perfil de aço atingir a tensão de escoamento foi necessária uma deformação de aproximadamente 0,0012 (1200 *microstrains*).

TABELA 3.3 - Propriedades físicas e mecânicas do aço do perfil

CP	*Módulo de Elasticidade (MPa)*	*Tensão de Escoamento (MPa)*	*Tensão máxima registrada no ensaio (MPa)*
1	200.271	316	373
2	216.305	270	368
3	214.842	270	273
4	191.358	272	277
5	214.563	282	371
6	194.596	268	365
Média	**205.323**	**280**	**338**

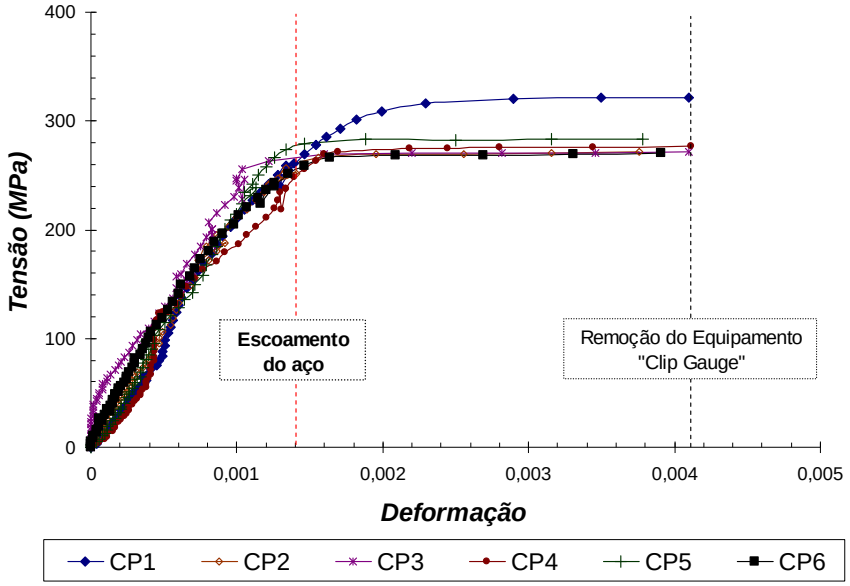
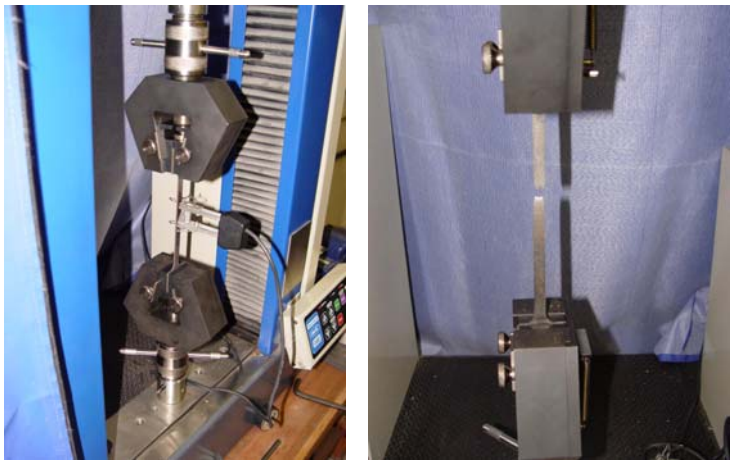


FIGURA 3.4 - Gráfico tensão x deformação de corpos-de-prova do perfil *U*



(a) (b)

FIGURA 3.5 - (a) Início e (b) término do ensaio à tração

b) Armadura

Todos os painéis foram armados com tela soldada Q196 (1,96 cm² de área por metro de tela), aço CA 60, com barras de 5 mm de diâmetro nominal espaçadas a cada 10 cm, nas direções vertical e horizontal. As telas foram dispostas em duas camadas, simétricas em relação ao centro geométrico da seção transversal do painel, com 1 cm de cobrimento (usualmente adotado na fábrica para o perfil de aço utilizado). A disposição das mesmas é apresentada na FIG. 3.6.

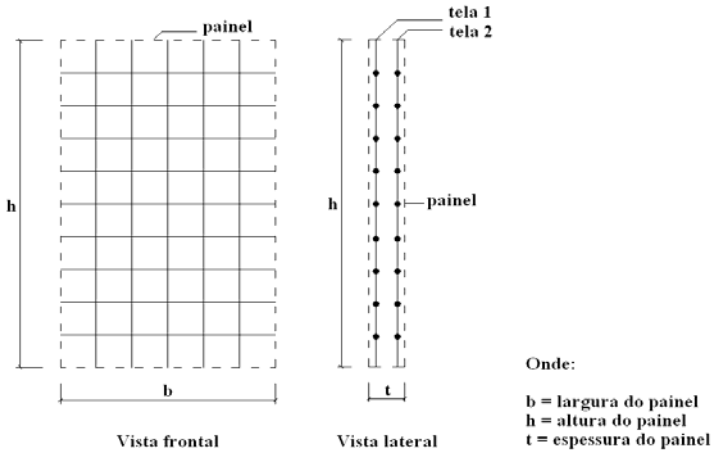


FIGURA 3.6 - Disposição de telas soldadas Q196 nos painéis

Para a caracterização da tela soldada Q196 foram efetuados ensaios à tração em corpos-de-prova com dimensões apresentadas na FIG. 3.7. A execução do ensaio é apresentada na FIG. 3.8 e os resultados são dispostos na TAB. 3.4.

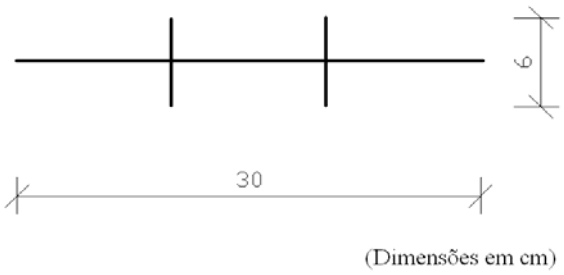


FIGURA 3.7 - Tela Q196 cortada para ensaio à tração

FIGURA 3.8 - Ensaio à tração em corpo-de-prova da tela Q196

TABELA 3.4 - Resultados do ensaio à tração em corpos-de-prova da tela Q196

CP	*Tensão de Escoamento (MPa)*	*Tensão de Ruptura (MPa)*
1	615,12	659,84
2	651,50	671,30
3	651,37	665,66
4	615,12	641,82
5	628,02	659,89
6	642,01	650,71
Média	**633,86**	**658,20**

3.3- Caracterização da ligação soldada (armadura-perfil)

3.3.1- Ensaio de dobramento

Para verificar a resistência da ligação soldada, foi executado o ensaio de dobramento da barra de aço, componente da tela Q196, em seis corpos-de-prova com dimensões especificadas na FIG. 3.9. Para execução da ligação foi utilizado o eletrodo E-6013 (f_u = 415 MPa) e solda a toda volta com filete de 5 mm.

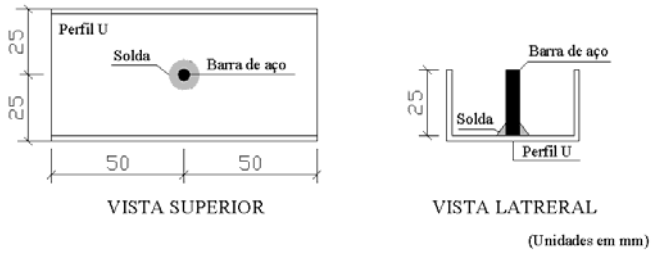
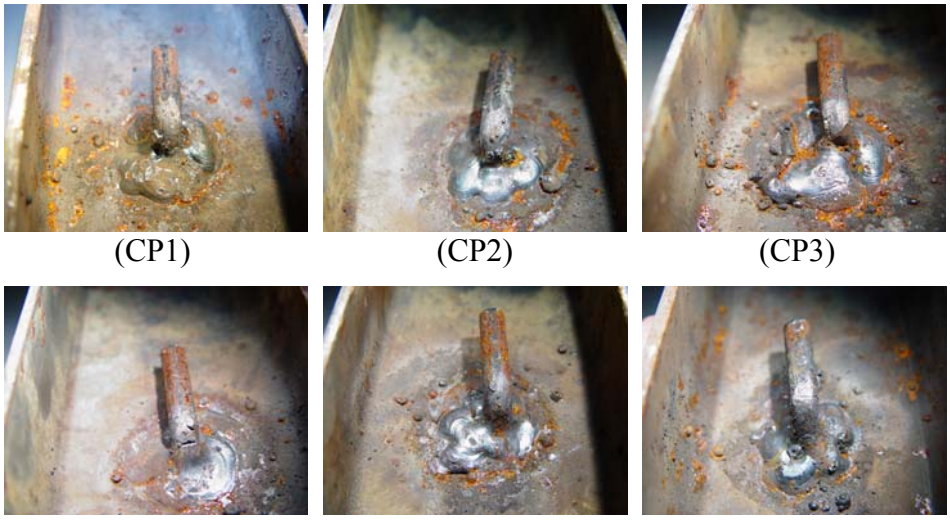


FIGURA 3.9 - Corpo-de-prova para ensaio de dobramento

Neste ensaio, as barras de aço dos corpos-de-prova foram dobradas por golpes de uma marreta em suas extremidades até formarem um ângulo de 0° com o plano horizontal. Como resultados, somente os CPs 4 e 6 apresentaram trincas pouco significativas, na região mais afetada pelo dobramento, conforme pode ser observado na FIG. 3.10.



(CP1) (CP2) (CP3)

(CP4) (CP5) (CP6)

FIGURA 3.10 - Resultados do ensaio de dobramento

3.3.2- Ensaio à tração

Para a determinação da resistência da ligação soldada à tração, foi realizado o ensaio em seis corpos-de-prova conforme a FIG. 3.11. A execução do ensaio e uma típica ruptura da ligação são exibidas na FIG. 3.12. Na execução da ligação foi também utilizado o eletrodo E-6013 (f_u = 415 MPa) e solda a toda volta com filete de 5 mm.

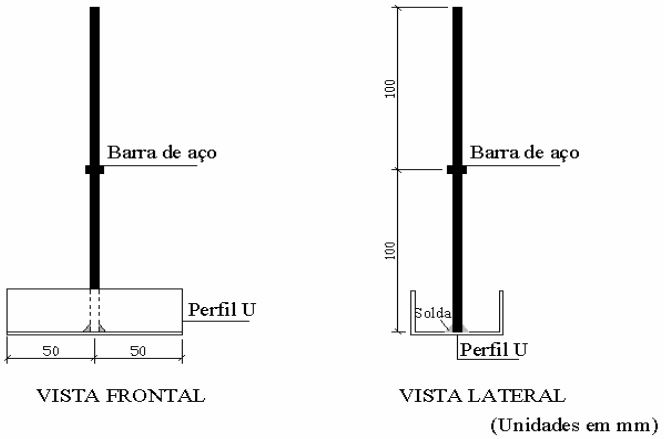


FIGURA 3.11 - Corpo-de-prova para ensaio de ligação soldada

(a) (b)

FIGURA 3.12 - (a) Ensaio à tração na ligação soldada (armadura-perfil) e (b) ruptura da ligação no CP1

Em metade dos casos (CPs 2 a 4) a ruptura se deu na armadura, próxima à solda, e nos demais a ruptura se deu na superfície de contato entre a barra de aço e a solda. Na TAB. 3.5, são apresentados os resultados do ensaio, de modo que a tensão de ruptura foi dada pela razão entre a máxima carga à tração registrada para cada corpo-de-prova e a área bruta da seção transversal da barra de aço.

TABELA 3.5 - Resultados do ensaio de resistência à tração da ligação soldada

CP	***Tensão de ruptura (MPa)***
1	515,60
2	525,39
3	519,18
4	466,55
5	405,90
6	383,27
Média	**469,31**

Pode ser observado que a resistência média da ligação soldada (469,31 MPa) foi próxima à resistência da barra da armadura ao escoamento (633,86 MPa), indicando uma eficiência satisfatória para a ligação soldada armadura-perfil.

3.4- Fabricação e moldagem

A fabricação dos painéis foi realizada em uma indústria especializada e iniciou-se com o corte e preparo do perímetro das peças, considerando os painéis das etapas 1 e 2. Após

o corte e fechamento do quadro metálico, constituído por perfil metálico *U* associado às telas soldadas, os modelos foram colocados adequadamente em uma mesa metálica previamente untada com produto desmoldante. A mesa era provida de dispositivo para tombamento e serviu também como fôrma para a face inferior dos painéis. O próprio perfil *U* dos quadros metálicos assumia a função de fôrma lateral. Para garantir o posicionamento da armadura e manter o cobrimento mínimo de 1 cm foram utilizados espaçadores de plástico. Por conseguinte, os painéis foram presos e pressionados contra a mesa utilizando cantoneiras metálicas, com a finalidade de impedirem, durante a concretagem, a perda de concreto na face inferior. A FIG. 3.13 apresenta o sistema utilizado para a moldagem dos painéis.

FIGURA 3.13 - Disposição dos quadros metálicos na mesa para a concretagem

Na fase seguinte da fabricação foi realizada a concretagem das peças segundo o traço especificado (FIG. 3.14). O concreto foi lançado manualmente sobre as peças e o adensamento foi executado com um vibrador do tipo agulha de 40 mm de diâmetro.

FIGURA 3.14 - Painéis da etapa 2: concretagem em andamento

Com relação aos painéis de concreto armado, sem o uso de envelope (etapa 3), foram utilizados como fôrma lateral perfis *U*, soldados com mesas direcionadas para fora do painel (contrário aos painéis de CLE). Foram seguidos critérios para o lançamento e adensamento iguais aos anteriormente especificados para os painéis de CLE. Uma representação da disposição dos painéis da etapa 3 na mesa metálica antes e durante a concretagem são mostradas nas FIG. 3.15 e 3.16.

FIGURA 3.15 - Painéis da etapa 3 prontos para concretagem

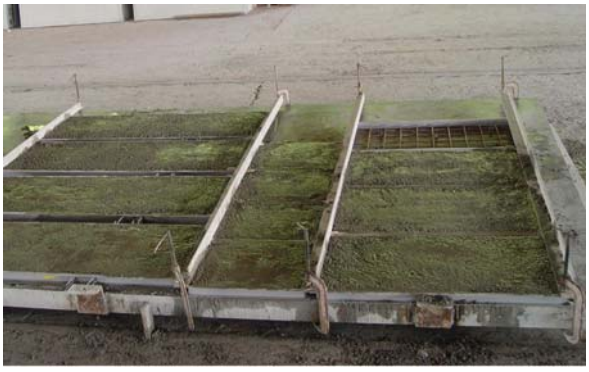


FIGURA 3.16 - Painéis da etapa 3: concretagem em andamento

Devido ao risco de quebra das peças de concreto armado sem o envelope, durante as operações de içamento, manuseio e transporte, foi fabricado um exemplar a mais para cada painel.

3.5- Cura

A cura dos painéis foi realizada por aspersão de água nas superfícies expostas, três vezes ao dia, durante cinco dias (atividade habitualmente utilizada na fábrica). Após esse tempo, as mesas metálicas foram tombadas e os painéis retirados manualmente ou

com auxílio de ponte rolante. Após a cura, os painéis foram empilhados uns sobre os outros, intercalando-se, os elementos por pequenas peças de madeira adequadamente alinhadas. Quanto aos corpos-de-prova de concreto, foi utilizada a cura por imersão dos mesmos em um tanque de água até a data do transporte.

3.6- Dispositivos auxiliares ao transporte

Em painéis cujo peso próprio excedia 700 N foram projetadas alças para facilitar o transporte por içamento. Nos painéis de CLE as alças, compostas por barras de aço CA25 com 10 mm de diâmetro (FIG. 3.17), foram instaladas exteriormente nas laterais dos perfis de aço. Essas alças eram soldadas diretamente na alma dos perfis *U* à 1/3 da altura e no meio da espessura de cada painel.

FIGURA 3.17 - Detalhe de uma alça para painéis de CLE

Com relação aos painéis de concreto armado, a partir de 1/3 da altura, foram deixadas sobras de duas barras transversais, para cada tela soldada, com a finalidade de comporem alças (FIG. 3.18). Para a concretagem desses painéis foi necessária a perfuração dos perfis invertidos, de modo a permitir a passagem das sobras de tela e o fechamento do quadro metálico.

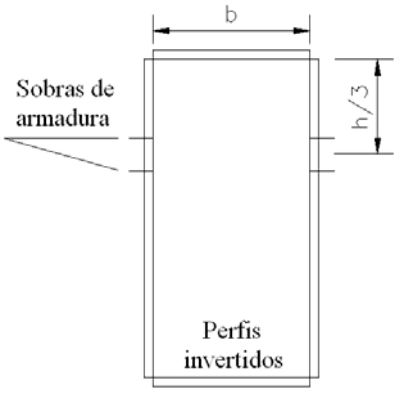


FIGURA 3.18 - Sobras de tela soldada para comporem alças

Após o período de cura, os perfis invertidos foram retirados e as sobras das telas foram soldadas a barras de aço CA25, com 12 cm de comprimento e 1 cm de diâmetro, para formarem as alças.

3.7- Transporte e estocagem

O transporte de todos os painéis, da fábrica para o laboratório, foi realizado por um caminhão comum. Os painéis foram dispostos em grupos de quatro elementos empilhados e intercalados, entre si, por peças de madeira. Em seguida, eles foram amarrados por cordas para que fossem evitados danos.

Após o transporte, os painéis foram acomodados no laboratório, empilhados de forma similar à anteriormente descrita.

4

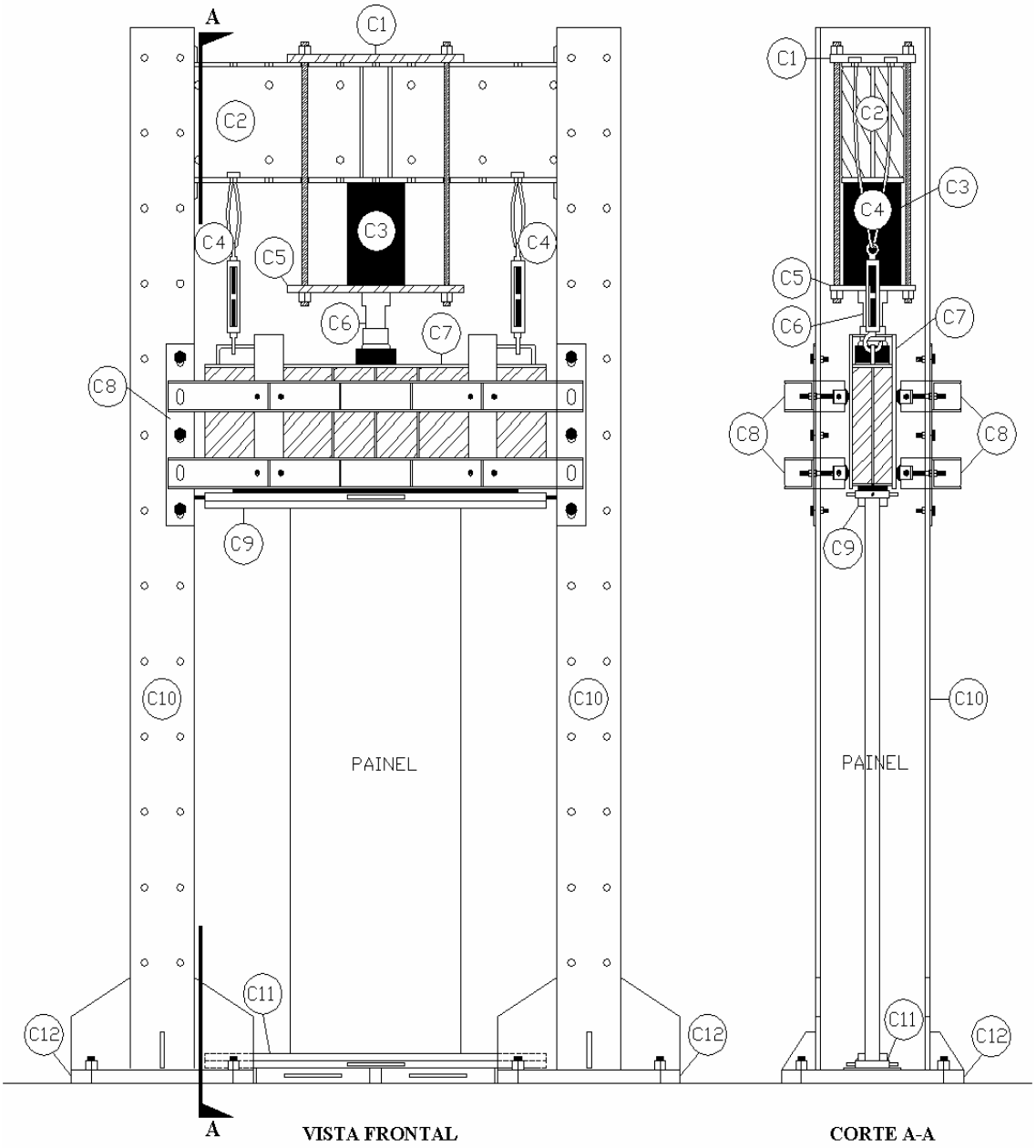
METODOLOGIA E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para a realização dos ensaios à compressão em painéis de CLE e de concreto armado foi projetado um sistema de aplicação de cargas e equipamentos auxiliares. Inicialmente, foram projetados apoios bi-rotulados, mas, devido ao risco de acidentes, ocasionada pela perda de estabilidade dos painéis a pequenos carregamentos, esse sistema foi alterado para o bi-engastado.

Este capítulo apresenta todos os equipamentos projetados e utilizados para a execução dos ensaios em painéis, sob condição bi-engastada, assim como a descrição completa da montagem e da instrumentação utilizada.

4.1- Arranjo experimental

O arranjo experimental permitiu a execução de apoios engastados e a distribuição uniforme do carregamento ao longo da largura dos painéis. Os ensaios dos painéis foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG (LAEES). A FIG. 4.1 apresenta a sua configuração e os itens subseqüentes fazem uma descrição abrangente de cada componente.



LEGENDA DE COMPONENTES			
ITEM	DESCRIÇÃO	ITEM	DESCRIÇÃO
C1	CHAPA (300 x 260 x 25) mm	C7	VIGA DE DISTRIBUIÇÃO - *W* 410 x 38,8
C2	VIGA TRANSVERSAL - *I* (400x 250x 16x 12,5) mm	C8	SISTEMA DE ROLETES E TRAVAMENTO LATERAL
C3	CILINDRO HIDRÁULICO	C9	APOIO SUPERIOR
C4	GANCHO REGULÁVEL COM CABO DE AÇO	C10	PILAR - *I* (400 x 250 x 16 x 12,5) mm
C5	CHAPA VAZADA (300 x 260 x 25) mm	C11	APOIO INFERIOR
C6	RÓTULA UNIVERSAL	C12	CHAPA (640 x 640 x 45) mm

FIGURA 4.1 - Arranjo experimental

Nas fases de montagem dos equipamentos houve o auxílio de ponte rolante com capacidade de 15 kN para movimentação das peças estruturais. Para as ligações de todo o sistema de aplicação de cargas foram utilizados parafusos de diversas especificações, devidamente dimensionados.

4.1.1- Pórtico de reação

O pórtico de reação foi constituído por dois pilares *I* (400 x 250 x 16 x 12,5) mm, com 3500 mm de comprimento e bases enrijecidas soldadas a chapas (640 x 640 x 45) mm. Esses pilares possuíam ligação parafusada com uma viga transversal *I* (400 x 250 x 16 x 12,5) mm. Tal tipo de ligação permitiu a instalação da viga transversal em diferentes alturas, de modo a ajustar a posição dos painéis para realização dos ensaios.

Para ancoragem do pórtico à laje de reação, foram utilizadas 8 barras roscadas presas por porcas e arruelas. A laje de reação apresentava 500 mm de altura e armação adequada para suportar os esforços solicitantes provenientes do pórtico.

4.1.2- Sistema de aplicação de cargas

O sistema de aplicação de cargas, com capacidade máxima de 100 toneladas, foi composto por: unidade de atuação hidráulica, FIG. 4.2, mangueiras de transmissão e cilindro hidráulico. A unidade de atuação, também conhecida como bomba, fornecia óleo, sob pressão, para o cilindro hidráulico por meio das mangueiras. A pressão aplicada ao cilindro fazia com que um de seus componentes, o êmbolo, se distendesse por reação, para assim transmitir a força a um elemento receptor.

No estudo desenvolvido, o cilindro hidráulico foi fixado sob o flange inferior da viga transversal na metade de seu comprimento. Para sua sustentação, o equipamento foi instalado entre duas chapas de espessura 25 mm (uma inteira e outra vazada), fixas pelo uso de 4 barras roscadas, presas por porcas e arruelas. A carga aplicada aos ensaios experimentais foi exercida por um êmbolo de diâmetro 100 mm e com capacidade de

deslocamento vertical máximo (curso) igual a 150 mm. A carga foi aplicada perpendicularmente à seção transversal dos painéis de ensaio.

(a) (b)

FIGURA 4.2 - (a) Unidade manual de atuação hidráulica e (b) manômetro

4.1.3- Rótula universal

É um dispositivo de ensaio instalado na extremidade inferior do êmbolo com a função de evitar danos ao sistema de aplicação de cargas por meio da dissipação de rotações que poderiam afetar o cilindro hidráulico. O diâmetro nominal da esfera utilizada foi de 50 mm. Uma representação de seu uso após instalação pode ser observada na FIG. 4.3.

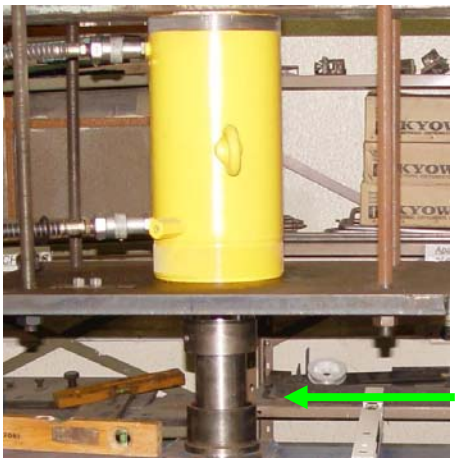


FIGURA 4.3 - Cilindro hidráulico associado à rótula universal

4.1.4- Apoio superior

O apoio superior foi composto por duas chapas de espessuras 16 mm e 25 mm ligadas por solda. Sob a segunda chapa foram soldadas duas barras de seção transversal quadrada, com lado 25 mm, de modo que, entre elas, houvesse um espaço de 50 mm, para permitir um adequado encaixe ao topo dos painéis (FIG. 4.4). Foram soldados dois parafusos, de diâmetro nominal 9,5 mm (3/8 de polegada), nas extremidades laterais da chapa mais espessa, para permitirem a instalação de duas correntes com a finalidade de oferecerem segurança contra o risco de projeção horizontal dos painéis na direção perpendicular à aplicação da carga.

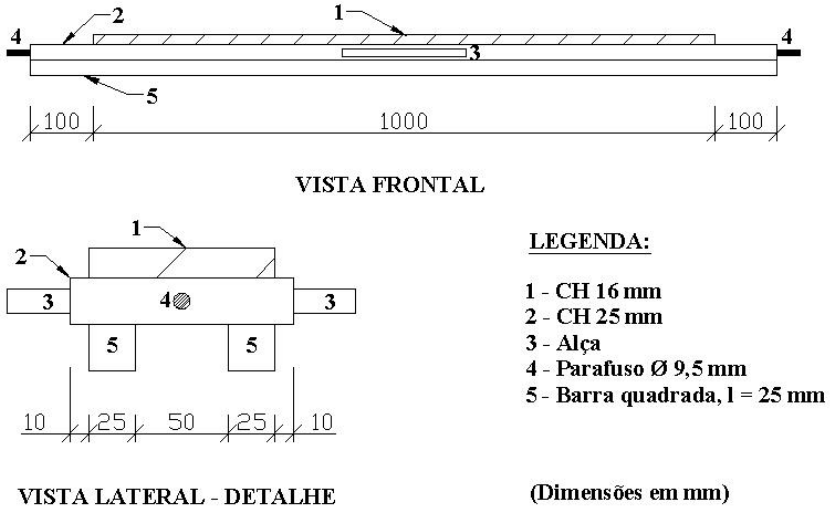


FIGURA 4.4 - Detalhes do apoio superior

Para facilitar o transporte desses dispositivos foram soldadas alças com o uso de barras de aço CA25, de diâmetro nominal 12,7 mm (1/2 polegada).

4.1.5- Apoio inferior

O apoio inferior foi constituído por duas barras de seção transversal quadrada, com lado 25 mm, distantes entre si em 50 mm, soldadas sobre uma chapa de 25 mm. Sob a chapa de 25 mm, foram também soldadas duas chapas de 50 mm, conforme a FIG. 4.5. Adicionalmente, foram instaladas alças para auxiliar o transporte e o manuseio da peça.

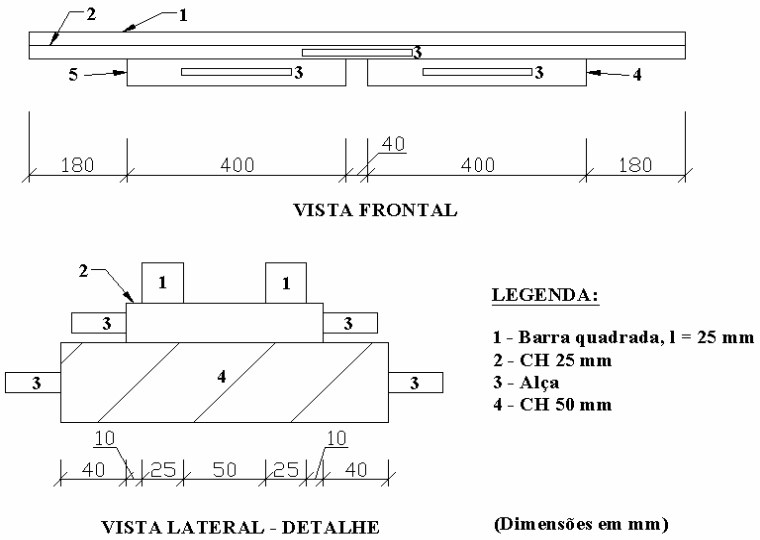


FIGURA 4.5 - Detalhes do apoio inferior

Para impedir o deslocamento horizontal e a rotação do apoio, em torno do eixo de flexão, foram colocados calços entre os espaços que compreendiam o interior dos pilares do pórtico e o apoio inferior. Tais elementos são apresentados na FIG. 4.6.

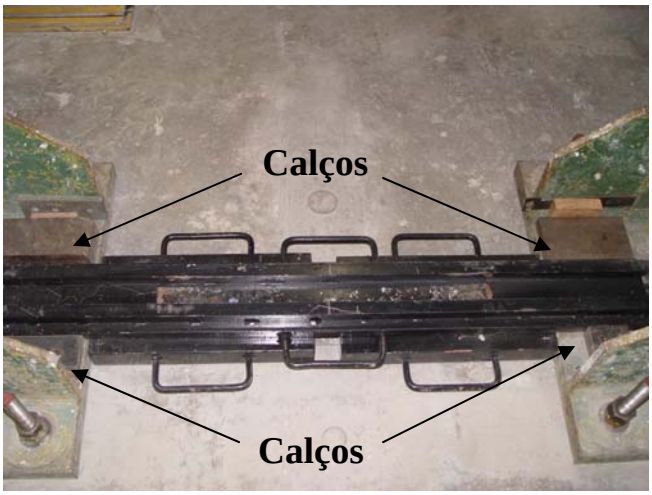


FIGURA 4.6 - Uso de calços para impedirem deslocamentos do apoio

4.1.6- Viga de distribuição

A viga de distribuição tinha como função promover a transmissão da força de compressão, pontualmente aplicada pelo atuador hidráulico, de forma distribuída ao longo da largura dos painéis. Ela foi composta por perfil *W* 410 x 38,8, com

enrijecedores de espessura 8 mm, soldados na alma do perfil, como mostra a FIG. 4.7. Foram soldados também: uma chapa de 8 mm, no topo do flange superior, chapas de 12,5 mm, próximas às extremidades laterais, alças para transporte e sustentação da viga além de parafusos, nas extremidades do elemento estrutural, para a instalação de correntes junto ao apoio superior.

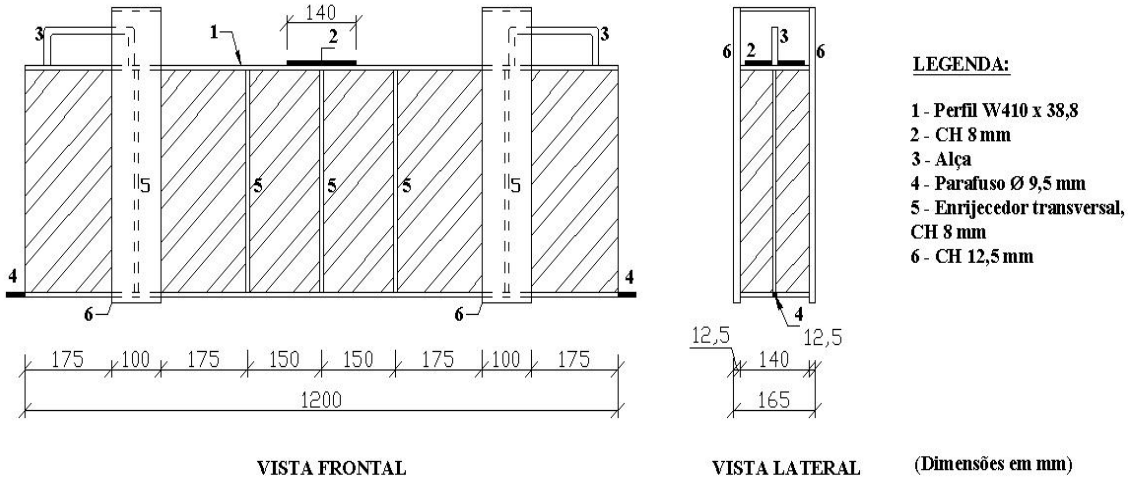


FIGURA 4.7 - Viga de distribuição

A viga era sustentada por ganchos reguláveis de diâmetro nominal 9,5 mm (3/8 de polegada) e curso total 100 mm, conforme a FIG. 4.8. Durante os ensaios os ganchos permaneciam instalados nas alças da viga com folga mínima de 70 mm, para não impedirem o deslocamento vertical e suportarem o peso próprio da mesma, quando ocorria a ruptura dos painéis.

FIGURA 4.8 - Gancho regulável para sustentação da viga de distribuição

4.1.7- Sistema de roletes e travamento lateral

O sistema de roletes e travamento lateral foi projetado de modo a permitir o deslocamento vertical da viga de distribuição e impedir que a mesma, sob ação da carga de compressão, fosse sujeita à rotação, ocasionada pela liberdade de movimento imposta ao sistema de aplicação de cargas pela rótula universal. Ele foi composto por duas peças principais, denominadas traves, cujas especificações são apresentadas na FIG. 4.9.

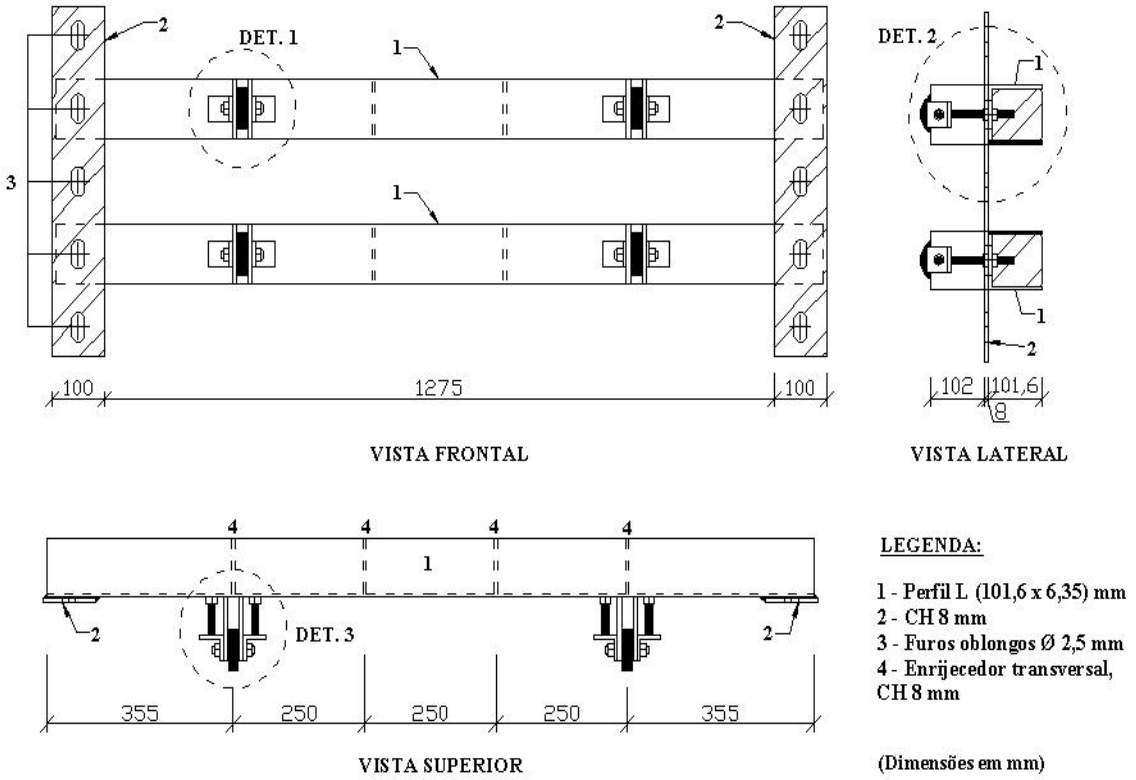


FIGURA 4.9 - Desenho esquemático do sistema de roletes e travamento lateral

As traves foram instaladas nos furos dos pilares do pórtico, em alturas adequadas, com o uso de parafusos A325, de forma que os rolamentos tocassem exatamente o meio da superfície das chapas de 12,5 mm soldadas na viga de distribuição. Foram utilizados para a instalação de cada trave nos ensaios experimentais, pelo menos, quatro parafusos com diâmetro 19 mm (3/4 de polegada). O uso de furos oblongos com diâmetro nominal de 25,4 mm (uma polegada) permitiu a adaptação do sistema de travamento lateral às

diferentes alturas dos painéis analisados. Na FIG. 4.10 podem ser observados detalhes do sistema de roletes e travamento lateral.

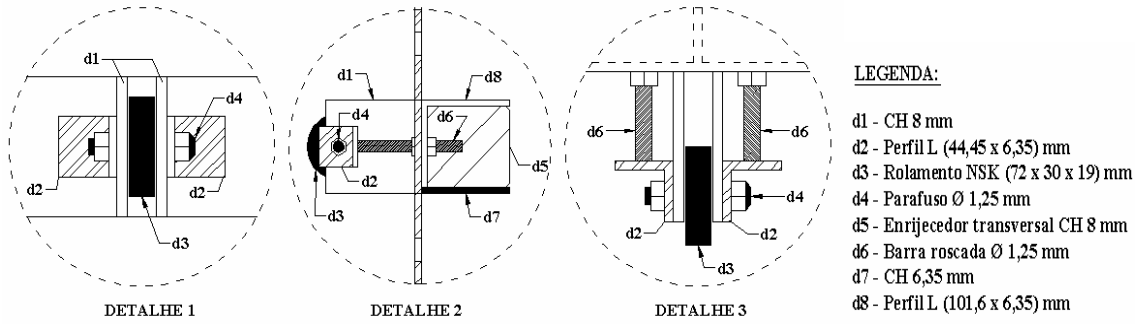


FIGURA 4.10 - Detalhes do sistema de roletes e travamento lateral

O mecanismo projetado para os rolamentos possibilitou o ajuste manual e a fixação desses elementos na posição correta para o seu adequado funcionamento. Após o ajuste, foram realizados pequenos pontos de solda nas extremidades superiores dos perfis *L* (44,45 x 6,35) mm (FIG. 4.11) de modo a garantir uma maior resistência da ligação parafusada ao deslocamento dos rolamentos, quando a viga de distribuição tendesse a rotacionar. Os pontos de solda foram feitos com o uso de e eletrodos do tipo E - 6013.

FIGURA 4.11 - Detalhe dos pontos de solda para reforço da ligação

4.2- Aquisição de dados

Foi utilizado um Sistema de Aquisição de Dados (SAD) ADS 2000, da marca Lynx, com 16 canais independentes, ligado a um computador portátil. O sistema foi composto por uma placa condicionadora A1-2160 e uma placa controladora CA/D 12/36. A

primeira placa amplificava os sinais de baixa intensidade, os isolava e os filtrava para uma medição mais precisa enquanto a segunda placa convertia os sinais analógicos em digitais.

Neste trabalho foram utilizados os softwares AqDados 7.0.2 e AqAnalisys 7.0.2 para aquisição e tratamento das informações. A FIG. 4.12 apresenta o sistema utilizado para a monitoração dos ensaios.

FIGURA 4.12 - Sistema ADS 2000 e computador portátil

4.3- Calibração do transdutor de pressão

O transdutor de pressão foi instalado junto à unidade de atuação hidráulica. Para sua calibração foi acoplado um anel dinamométrico entre a rótula universal e o êmbolo do cilindro hidráulico, para exercer ação de compressão em um bloco de concreto. A medida em que era bombeado manualmente óleo pela unidade de atuação, havia deslocamento vertical no êmbolo do cilindro hidráulico e eram executadas medições de deformação do anel dinamométrico. A leitura da carga para aferição foi dada pelo produto entre a medida registrada no relógio comparador e a constante de cargas desse anel (0,873 kN/divisão), previamente calibrado. A FIG. 4.13 exibe a relação linear obtida na calibração do transdutor de pressão via anel dinamométrico e a FIG. 4.14 mostra a realização do ensaio de calibração.

FIGURA 4.13 - Curva de calibração do transdutor de pressão

FIGURA 4.14 - Ensaio de calibração do transdutor de pressão

4.4- Fases de montagem dos ensaios

Inicialmente, foi preparado o pórtico de reação. Os pilares foram fixos à laje nas bases por barras roscadas e ligados à viga transversal por parafusos em altura adequada. Em seguida, o cilindro hidráulico foi instalado no meio do vão da viga transversal, entre chapas de espessura 25 mm, com o uso de barras roscadas. Também foram instalados ganchos reguláveis, presos por cabos de aço, nas extremidades laterais da viga transversal.

Em seguida, o apoio inferior foi centralizado internamente aos pilares do pórtico com o auxílio de um prumo de centro; sendo tomado como referência o ponto central do êmbolo do cilindro hidráulico. Logo após, foram realizadas marcações na laje de reação para garantir a aplicação da carga centralizada.

Na próxima fase, a viga de distribuição foi fixa, em suas alças, por meio de ganchos reguláveis e com o uso de correntes, foi preso o apoio superior junto aos parafusos soldados nas extremidades laterais da viga, conforme FIG. 4.15.

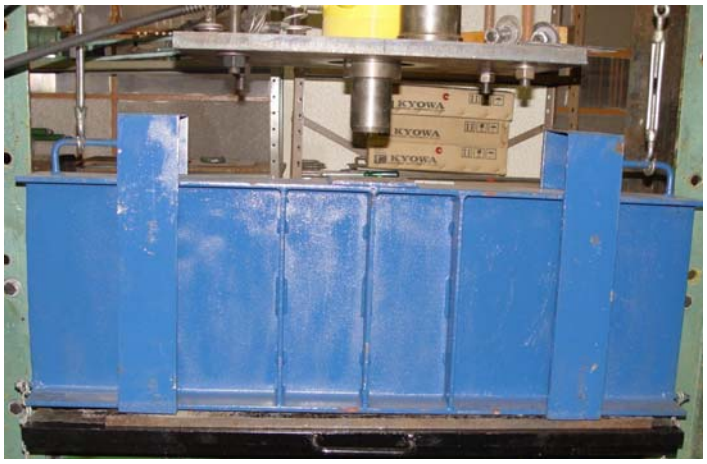


FIGURA 4.15 - Instalação da viga de distribuição e do apoio superior

Dando prosseguimento à montagem, o painel foi posicionado no apoio inferior, verticalmente, por meio do uso de um prumo de face em sua superfície, (FIG. 4.16).

FIGURA 4.16 - Uso do prumo de face para posicionamento adequado ao painel

Por conseguinte, ao ser manuseado, o mecanismo de ganchos reguláveis fez com que a viga de distribuição e o apoio superior se acomodassem adequadamente sobre o painel. Para a verificação do adequado encaixe entre os apoios e o painel, foi utilizado um nível de bolha na superfície superior da viga. O próximo passo foi a instalação da rótula universal junto ao êmbolo do cilindro hidráulico. Imediatamente após esses procedimentos, foi aplicada uma carga de pequena magnitude sobre a viga de distribuição para fixar o painel em sua posição correta.

Após o preparo anterior, o sistema de roletes e travamento lateral foi instalado. Uma peça foi instalada no lado frontal do pórtico e os quatro rolamentos ajustados. Logo após, a segunda peça foi instalada no outro lado do pórtico e os demais rolamentos foram também ajustados de forma a não permitirem nenhuma rotação para a viga de distribuição.

Qualquer folga entre os rolamentos e as chapas da viga de distribuição poderia ser a precursora de uma indesejável rotação da mesma. Para evitar isso, o sistema de rolamentos foi pressionado de modo a eliminar qualquer folga e, logo em seguida, foram soldadas as cantoneiras de fixação, perfis *L* (44,45 x 6,35) mm.

4.5- Instrumentação

4.5.1- Transdutores de deslocamento

Para determinar se os painéis sofrem flexão em um ou dois planos ortogonais e seus respectivos encurtamentos axiais, sob cargas de compressão, foram utilizados 7 Transdutores de Deslocamento (DTs) na etapa 1 e 5 DTs nas etapas 2 e 3. Os DTs foram instalados utilizando bases magnéticas fixas em chapas de aço ou em elementos auxiliares, tais como vigas, chapas e mesas metálicas, que proviam adequadas alturas para locação dos mesmos. De todos os DTs utilizados, somente um foi do tipo DT50-A. Os demais instrumentos foram do tipo DT100-A, com características técnicas apresentadas na TAB. 4.1.

TABELA 4.1 - Características dos transdutores de deslocamento

Tipo	DT50-A	DT100-A
Campo de deslocamento	(0 - 50) mm	(0 – 100) mm
Marca	Kyowa	
Taxa de Saída (TS)	1,5 mV/V ± 20%	
Não-linearidade	± 0,5% TS	
Histerese	± 0,5% TS	
Excitação de segurança	5 VA	
Resistência interna	120Ω ± 3%	
Máxima força	Aproximadamente 4,4 N	

A FIG. 4.17 apresenta a disposição dos DTs utilizados na análise experimental.

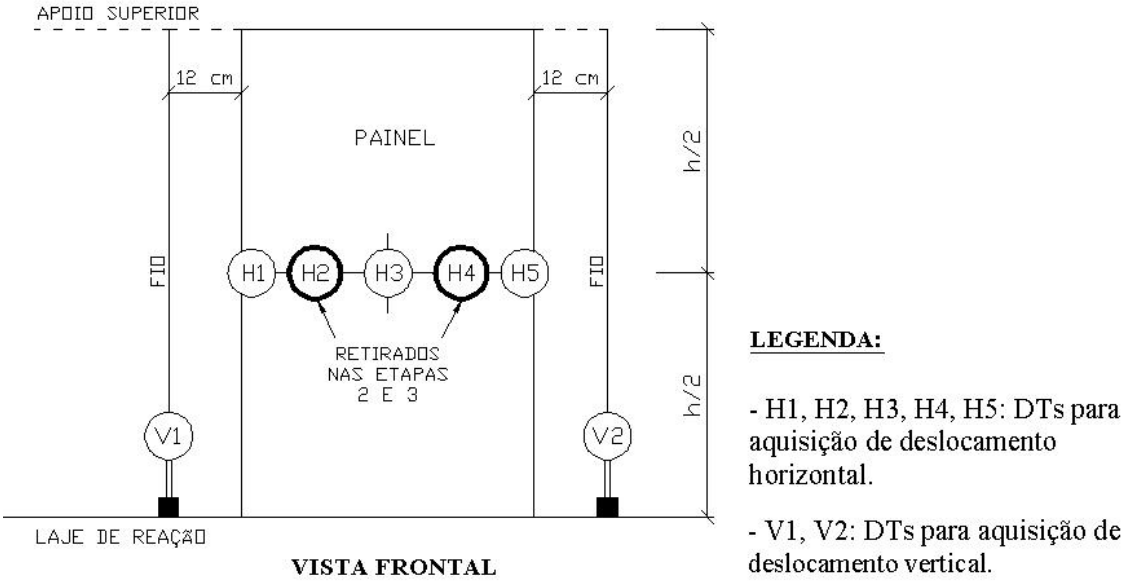


FIGURA 4.17 - Disposição dos DTs na análise experimental

a) Medida dos deslocamentos verticais

A determinação dos deslocamentos verticais, ou encurtamentos dos painéis, sob cargas de compressão, foi feita de forma indireta, por meio de ligação dos DTs a fios de poliamida (linhas de pesca), de diâmetro nominal 0,5 mm, com o objetivo de evitar danos a esses equipamentos durante a ruptura dos painéis. Foi usado um par de DTs instalados a 15 cm de altura da laje de reação. Os DTs captavam os encurtamentos esquerdo e direito dos painéis. Cada fio de poliamida foi fixado a uma chapa de aço em formato “z”, presa ao apoio superior por pequenos grampos metálicos e ao cursor do seu

correspondente DT. O fio percorria paralelamente à altura do painel desde o apoio superior até 15 cm da laje de reação. Nesse ponto ele passava por uma pequena roldana de plástico, instalada em uma base magnética, e, finalmente, era ligado ao cursor de seu correspondente DT, perpendicularmente à altura do painel. A partir desse mecanismo, qualquer variação de deslocamento do painel, e ,conseqüentemente, do apoio superior, poderia ser captado pelo DT. Tal mecanismo pode ser observado na FIG. 4.18.

(a) (b) (c)

FIGURA 4.18 - Mecanismo para determinação do encurtamento dos painéis: (a) fixação do fio ao apoio superior, (b) passagem por roldana e (c) ligação ao DT

b) Medida dos deslocamentos horizontais

Para a determinação dos deslocamentos horizontais foram instalados DTs num mesmo plano horizontal, por meio de duas configurações. A configuração 1 utilizou 5 DTs espaçados por 15 cm, segundo o apresentado na FIG. 4.19. O cursor desses DTs foi deixado em sua posição média de leitura e tocava diretamente a superfície frontal de cada painel, para aquisição tanto de deslocamentos de aproximação quanto de afastamento da superfície. Os DTs foram instalados a 2 cm abaixo da altura média e para evitar que o atrito entre a superfície do painel e a ponta do cursor prejudicasse a leitura dos dados, foi utilizado o produto vaselina. Todos os DTs foram nivelados por nível de bolha, em relação ao plano horizontal. A configuração 1, no entanto, oferecia riscos de danos aos equipamentos e, portanto, foi necessário estabelecer uma carga limite, para a captura dos dados. Essa carga foi definida como sendo 70% da carga de ruptura estimada. Atingido esse limite, os DTs da posição horizontal foram imediatamente retirados.

FIGURA 4.19 - Configuração 1 para captar os deslocamentos horizontais

Após o ensaio do modelo CLE7, modificou-se a configuração dos DTs visando simplificar a aquisição e permitir que a captura dos deslocamentos fosse realizada até a ruptura dos painéis (configuração 2). A configuração 2 caracterizou-se pela fixação do fio de poliamida na superfície do painel por meio de massa plástica e pela utilização de 3 DTs, espaçados por 25 cm. Uma representação dessa configuração pode ser observada na FIG. 4.20.

(a) (b)

FIGURA 4.20 - (a) Configuração 2 para captar os deslocamentos horizontais e (b) detalhe da ligação com massa plástica

4.5.2- Extensômetros elétricos

Os extensômetros elétricos de resistência, “strain-gages”, são sensores que permitem adquirir a deformação dos materiais para a análise experimental. Eles são colados sobre a superfície do material em análise, após essa ser adequadamente preparada, e ligados por meio de fios condutores a um circuito elétrico para a captação dos dados. A

alteração da resistência elétrica, durante a solicitação do elemento em estudo, é captada como variação de voltagem pelo SAD, que, por sua vez, converte o sinal em leitura de deformações. Finalmente, as informações são gravadas por um microcomputador.

Antes da instalação, deve ser realizado o preparo da superfície do material a ser instrumentado. O preparo consiste em fazer com que a mesma fique isenta de impurezas que poderiam prejudicar o adequado funcionamento do equipamento bem como fornecer uma rugosidade adequada ao material da estrutura e ao tipo de adesivo usado.

Em seguida, realiza-se a colagem do extensômetro no material, com adesivo à base de cianocrilato. Após a secagem do adesivo, dois fios presentes nos extensômetros são soldados a fios condutores e protegidos com o uso de fita isolante. Caso os extensômetros sejam embutidos no concreto, é necessário o uso de um produto que ofereça proteção contra a ação física. Nesse caso, pode-se utilizar um adesivo sintético à base de alumínio e borracha.

Para esta pesquisa, foram utilizados 64 extensômetros elétricos de resistência, de três diferentes tipos, conforme a TAB. 4.2. Somente os painéis da etapa 1 foram instrumentados, uma vez que nas etapas 2 e 3 foi priorizada a obtenção de cargas resistentes últimas dos painéis.

TABELA 4.2 - Características principais dos extensômetros utilizados

Tipo:	KFG-1-120-C1-11	KFG-5-120-C1-11	KC-70-120-A1-11
Marca:	Kyowa	Kyowa	Kyowa
Material instrumentado:	Barra de aço	Perfil de aço	Concreto
Quantidade total utilizada:	32	16	16
Compensação de temperatura para:	Aço	Aço	Aço
Comprimento:	1 mm	5 mm	67 mm
Resistência:	120,2 ± 0,2 Ω	119,8 ± 0,2 Ω	120,2 ± 0,2 Ω
Fator gauge:	2,11 ± 1,0 %	2,11 ± 1,0 %	2,14 ± 1,0 %
Expansão térmica:	11,7 PPM/ºC	11,7 PPM/ºC	10,8 PPM/ºC
Sensibilidade transversal:	1,30%	0,40%	-
Coeficiente de temperatura:	-	-	0,015%/ºC
Tipo de cola aplicável:	CC-33A, PC-6	CC-33A, PC-6	PC-12, CC-33A

a) Tela soldada

Foram instalados 4 extensômetros elétricos nas telas Q196 de cada painel. Em cada tela foram colados 2 extensômetros em duas barras transversais a 5 cm da extremidade lateral. A primeira barra localizava-se imediatamente abaixo do topo do painel e a segunda na altura média do mesmo (FIG. 4.21). Esse tipo de instrumentação foi adotado para determinar as deformações nas barras transversais e a título de simplificação, foi adotada a seguinte nomenclatura para os extensômetros das telas soldadas:

B1a – Extensômetro da barra 1, voltado para a superfície frontal do painel;
B1b – Extensômetro da barra 1, voltado para a superfície anterior;
B2a – Extensômetro da barra 2, voltado para a superfície frontal;
B2b – Extensômetro da barra 2, voltado para a superfície anterior;

Uma representação da instalação desses sensores pode ser observada na figura 4.21.

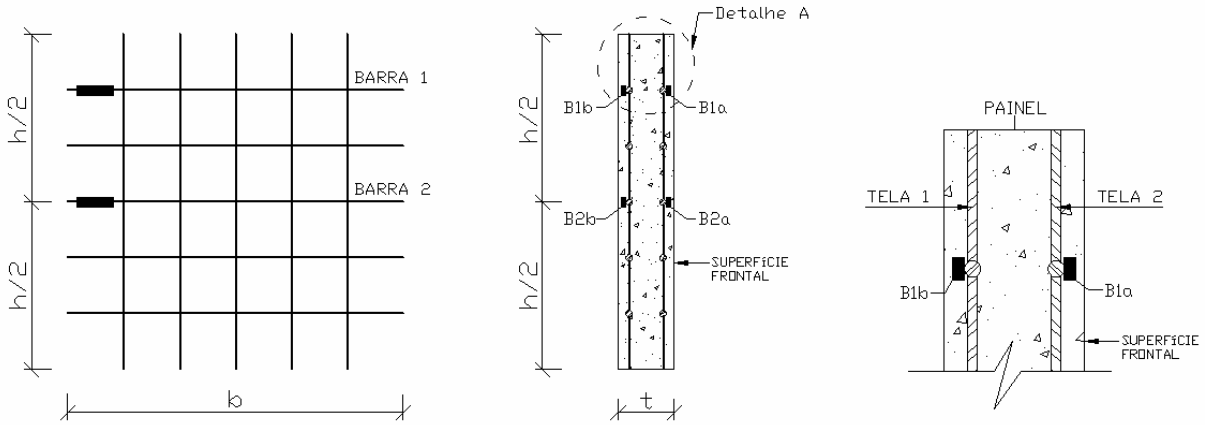


FIGURA 4.21 - Disposição dos extensômetros na tela soldada Q196

Após a instrumentação, os extensômetros foram protegidos com o uso de um adesivo sintético para a proteção física dos mesmos, conforme mostra a FIG. 4.22, uma vez que ficariam embutidos no concreto.

FIGURA 4.22 - Proteção de extensômetros nas telas Q196

b) Perfis de aço

Os perfis de aço foram instrumentados com o uso de 2 extensômetros, por painel, localizados a 5 cm do topo e na metade da espessura, sendo utilizado um extensômetro a cada lado do mesmo, de modo a registrar as deformações do material sob ação de cargas de compressão. Como nomenclatura para estes extensômetros, adotaram-se as siglas *PE* e *PD*, indicando os sensores colados nos perfis situados nas laterais esquerda e direita do painel, respectivamente, conforme a FIG. 4.23.

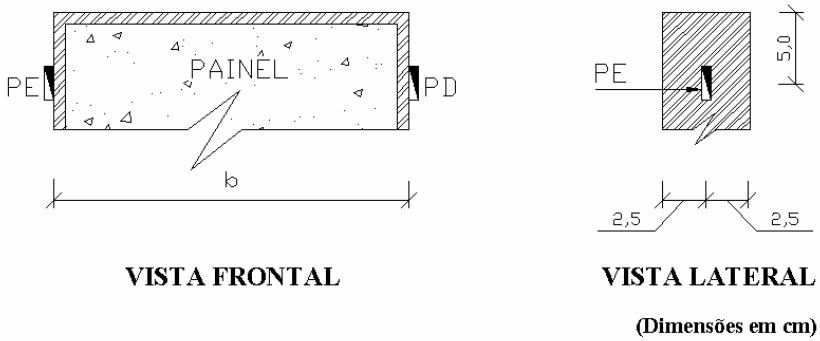


FIGURA 4.23 - Instrumentação dos perfis de aço

c) Concreto

Para a determinação das deformações no concreto, foram utilizados dois extensômetros elétricos, por painel, situados a 10 cm do topo e distantes a 10 cm das extremidades laterais. A nomenclatura adotada para esses equipamentos foi *CE* e *CD*, representando

os extensômetros de concreto dos lados esquerdo e direito do painel, respectivamente. A FIG. 4.24 mostra a disposição geral da instrumentação com extensômetros elétricos de resistência em cada painel de CLE.

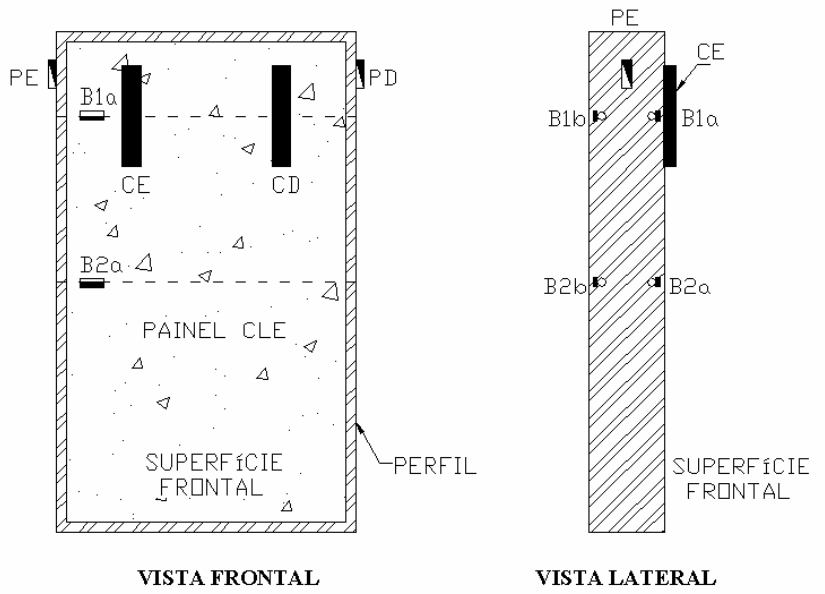


FIGURA 4.24 - Disposição geral dos extensômetros elétricos

4.6- Procedimentos de ensaio

Os painéis foram ensaiados na posição vertical, sob carregamento centrado uniformemente distribuído e condição de apoio engastada, conforme o arranjo experimental mostrado na FIG. 4.1. Após todo o preparo da montagem e instrumentação, uma carga de 100 kN foi aplicada para acomodar cada painel adequadamente nos apoios superior e inferior, sendo mantida por cerca de 2 minutos. Após este tempo, a carga foi retornada a zero e, então, o ensaio iniciava-se a incrementos de, aproximadamente, 20 kN de carga. A atuação da carga era cessada para observação dos deslocamentos da superfície, do início de fissuração, bem como para avaliar o funcionamento do sistema de roletes e travamento lateral.

A cada estágio de carga os deslocamentos da superfície, os encurtamentos axiais e as deformações nos materiais aço e concreto foram automaticamente transmitidos ao SAD e gravados pelo computador. Todos os painéis foram solicitados de forma semelhante e

o comportamento de cada painel foi cuidadosamente observado durante a aplicação da carga. A FIG. 4.25 mostra a execução de ensaios para cada etapa analisada. Nesta figura pode ser notado o uso de peças metálicas (vigas, chapas e mesas) para oferecerem um adequado posicionamento aos DTs.

(a) (b) (c)

FIGURA 4.25 - Disposição geral dos painéis nas etapas 1 (a), 2 (b) e 3 (c)

5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo visa analisar e discutir os resultados obtidos a partir das informações adquiridas no programa experimental, constituído por ensaios nos painéis das etapas 1, 2 e 3 e com base na revisão bibliográfica. A análise será feita em termos da razão altura/espessura efetiva (kh/t), assumindo $k = 0{,}8$ para considerar apoios engastados. Para a adoção desse valor, foi seguida a especificação da norma ACI 318:2008, que o adota para apoios restritos contra a rotação. Nesta análise, os painéis das etapas 1 e 2 serão denominados painéis de CLE e os da etapa 3 como painéis de concreto armado de resistência usual.

Os resultados experimentais foram analisados no contexto: resistência à compressão axial dos painéis, fissuração e modos de falha, deformações nos perfis de aço e no concreto, deformações na tela soldada e deslocamentos horizontais. Nos itens que seguem são verificadas as especificações normativas e, finalmente, as cargas axiais últimas dos painéis são comparadas com as obtidas a partir das equações de pesquisadores e normas técnicas.

5.1- Razão de resistência à compressão e deformação axial

Para uma análise comparativa das resistências dos painéis, foi necessário relacionar entre si as séries de ensaios. Com esse intuito, de modo semelhante ao realizado por SAHEB e DESAYI (1989) e DOH (2002), a carga aplicada a cada painel (P) foi dividida pelo produto da resistência à compressão do corpo-de-prova de concreto pela área da seção transversal do painel ($f_c bt$), de cada etapa. O adimensional resultante ($P / f_c bt$) foi denominado por razão de resistência à compressão e relacionado às deformações axiais para cada painel.

A partir da leitura da carga associada à leitura dos DTs V1 e V2 (FIG. 4.17) foram obtidos os encurtamentos e calculadas as deformações axiais, dividindo esses encurtamentos pela respectiva altura de cada painel. A FIG. 5.1 apresenta uma comparação entre as deformações axiais médias dos painéis das etapas 1, 2 e 3, relacionadas à razão de resistência à compressão de cada etapa.

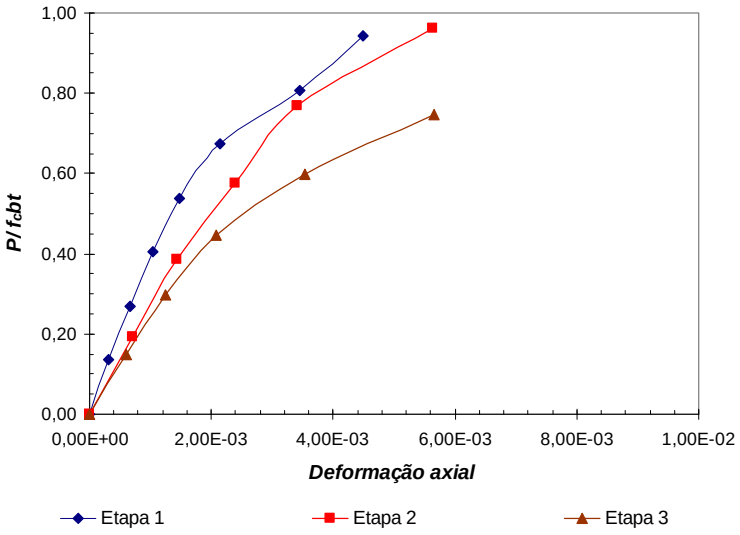


FIGURA 5.1 - Razão de resistência à compressão x deformação axial média para os painéis das etapas 1, 2 e 3

Observa-se na FIG. 5.1 que os modelos de painéis de CLE (etapas 1 e 2) apresentaram valores de razão de resistência à compressão superiores aos dos modelos de concreto

armado (etapa 3). Tal fato pode ser atribuído à contribuição dos perfis de aço na capacidade resistente dos painéis de CLE.

5.2- Fissuração e modo de falha

Durante a atuação das cargas, fissuras verticais e oblíquas foram observadas próximas aos apoios e fissuras horizontais foram notadas próximas às alturas médias.

Em relação ao modo de falha, observaram-se rupturas tipicamente dúcteis nos painéis de CLE, diferentes das observadas em painéis de concreto armado, nos quais as rupturas se deram de forma abrupta e frágil, principalmente nos modelos mais esbeltos. Em geral, as rupturas mostraram explosões acompanhadas de desplacamento do concreto. A FIG. 5.2 mostra a ruptura típica de um painel de CLE e o detalhe do perfil metálico ao ser esmagado.

(a) (b)

FIGURA 5.2 – (a) Vista interna e (b) vista externa de esmagamento do perfil de aço

As falhas ocorriam predominantemente nas extremidades de topo e base dos painéis, caracterizando uma ruptura por esmagamento do concreto, e na altura média dos mesmos, ruptura por flexo-compressão. Somente os modelos CLE5, CLE6, CLE8, M3c, C3a, C3b e C3c apresentaram, durante a ruptura, fissuras horizontais na altura média. As cargas correspondentes às primeiras fissuras e cargas de ruptura de cada painel

analisado são apresentadas na TAB. 5.1. As rupturas de todos os modelos são exibidas no **Anexo A**.

TABELA 5.1 - Cargas de início de fissuração, cargas últimas experimentais e relações de resistência considerando os painéis das etapas 1, 2 e 3

	Painel	kh/t	f_c (kN/cm²)	Carga de início de fissuração P_i (kN)	Carga última experimental P_{ue} (kN)	P_i/P_{ue}	$P_{ue}/f_c\ b\ t$
ETAPA 1	CLE1	6,4	2,48	475,86	632,19	0,75	0,85
	CLE2	9,6		460,70	730,70	0,63	0,98
	CLE3	12,8		386,54	626,78	0,62	0,84
	CLE4	16,0		580,12	683,59	0,85	0,92
	CLE5*	19,2		338,36	494,46	0,68	0,67
	CLE6*	22,4		428,86	625,60	0,69	0,84
	CLE7	25,6		314,91	688,66	0,46	0,93
	CLE8*	28,8		338,30	540,78	0,63	0,73
ETAPA 2	M1a	6,4	2,08	390,60	500,55	0,78	0,96
	M1b			412,07	507,08	0,81	0,98
	M1c			444,70	525,51	0,85	1,01
	M2a	16,0		337,57	503,00	0,67	0,97
	M2b			352,73	533,91	0,66	1,03
	M2c			317,50	557,63	0,57	1,07
	M3a	25,6		343,82	435,29	0,79	0,84
	M3b			396,41	465,32	0,85	0,89
	M3c*			194,76	324,95	0,60	0,62
ETAPA 3	C1a	6,4	2,68	269,16	520,06	0,52	0,78
	C1b			322,18	480,93	0,67	0,72
	C1c			260,14	436,64	0,60	0,65
	C2a	16,0		385,13	437,71	0,88	0,65
	C2b			376,52	472,14	0,80	0,70
	C2c			316,77	411,45	0,77	0,61
	C3a*	25,6		-	331,71	-	0,49
	C3b*			-	337,40	-	0,50
	C3c*			-	303,81	-	0,45

**Modelos que tiveram ruptura por flexo-compressão na altura média.*

Por meio da relação entre as cargas de início de fissuração e as cargas últimas (P_i / P_{ue}), penúltima coluna da TAB. 5.1, pôde ser obtido o gráfico da FIG. 5.3 que indica uma importante contribuição dos painéis de CLE em relação a painéis de concreto armado. É importante mencionar que, para a elaboração do gráfico, nos painéis C3a, C3b e C3c não foram observadas fissuras até o momento da ruptura e, para esses modelos, a razão P_i / P_{ue} foi considerada unitária.

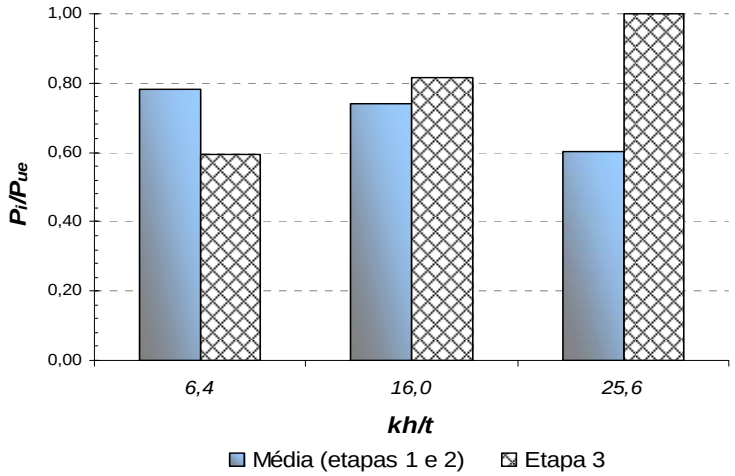


FIGURA 5.3 - Relação carga de início de fissuração/carga última experimental e razão altura/espessura efetiva

Na FIG. 5.3 é observado que com o aumento da esbeltez a razão P_i / P_{ue} para os painéis de CLE (etapas 1 e 2) sofre um decaimento, ao contrário do observado para os painéis em concreto armado (etapa 3). Tal informação permite inferir que os painéis de CLE mostraram-se mais resistentes após o início de fissuração que os painéis em concreto armado, fato que pode estar relacionado à ductilidade oferecida pelos perfis.

A partir da razão $P_{ue} / f_c bt$, última coluna da TAB. 5.1, pôde ser obtida a eficiência do painel de CLE em relação ao painel de concreto armado. Na FIG. 5.4 são apresentadas os valores médios de $P_{ue} / f_c bt$, referentes às diferentes razões kh/t avaliadas.

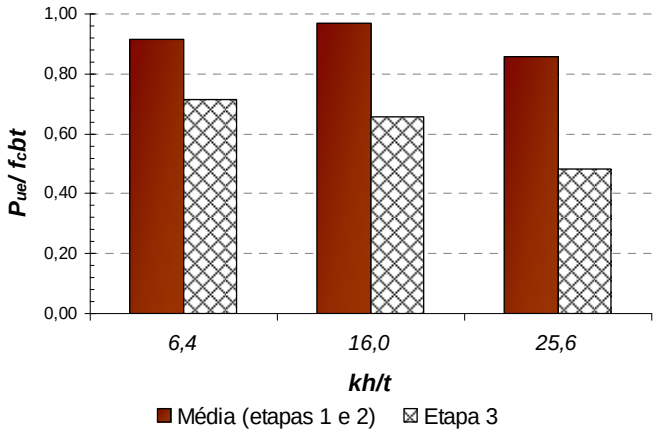


FIGURA 5.4 - Razão de resistência na carga última associada à razão altura/espessura efetiva

Com base na FIG. 5.4 pode ser obtido que enquanto os painéis de CLE (etapas 1 e 2) apresentaram uma média de razões de resistência igual a 0,91 os painéis de concreto armado (etapa 3) apresentaram uma média de 0,62. Isso indica que o ganho de resistência do painel de CLE em relação ao painel de concreto armado foi da ordem de 30 %, para o presente estudo. Tal ganho em resistência pode estar relacionado ao envelopamento estabelecido pelos perfis metálicos.

5.3- Deformações no concreto e nos perfis de aço

Foram obtidos gráficos de carga x deformação nos materiais aço e concreto para os painéis da etapa 1, apresentados no **Anexo B**. As deformações foram determinadas a partir da média das duas leituras adquiridas pelos extensômetros *CE* e *CD* para o concreto além de *PE* e *PD* para os perfis de aço. A FIG. 5.5 mostra um gráfico típico.

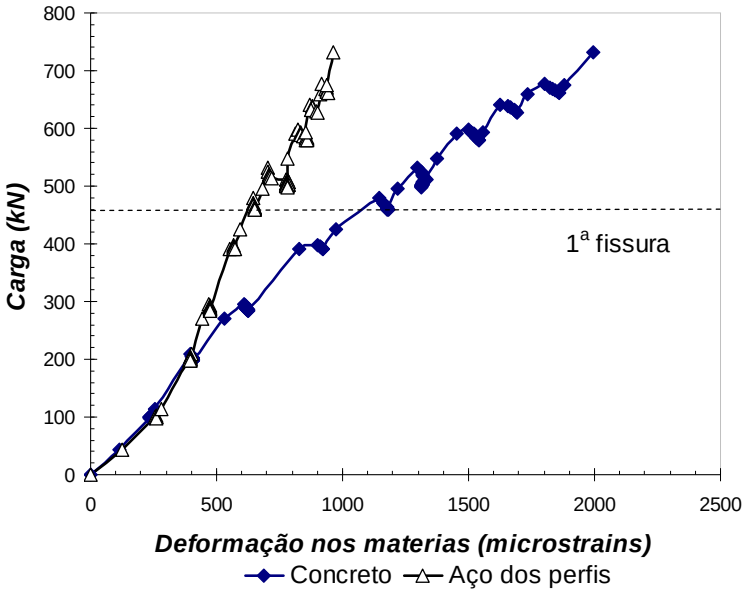


FIGURA 5.5 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço (painel CLE2)

No ensaio à tração dos corpos-de-prova do perfil metálico encontrou-se a deformação de 0,0012 (1200 *microstrains*) necessária ao escoamento do aço. Observando os gráficos do **Anexo B**, verificou-se que nenhum dos painéis da etapa 1 alcançou esse limite de deformação. Tal fato mostra que os painéis de CLE não funcionaram como pilares mistos, já que o comportamento misto pressupõe que o concreto trabalhe sob

ação de cargas em conjunto com o perfil de aço até que este atinja a tensão de escoamento antes do colapso do painel. Dessa forma, com base no presente estudo, pode-se afirmar que o painel de CLE não é uma estrutura bem condicionada para ser considerada como pilar misto.

Outra contribuição importante dos gráficos do **Anexo B** é dada pela análise das deformações nos materiais antes do início de fissuração. Para que seja válida a hipótese de compatibilidade de deformações, não deve haver deslizamento relativo entre os materiais em uma mesma seção transversal. Tal hipótese é contrariada na maioria dos casos analisados. Somente os painéis CLE3, CLE5 e CLE6 apresentam deformações no concreto próximas às deformações nos perfis de aço. A diferença notada nos demais casos é indicativa de deslizamento relativo entre os materiais e uma vez mais mostra que o sistema estrutural CLE não se comportou como um pilar misto nesse estudo.

O mesmo fato pode ser observado no gráfico da FIG. 5.6, o qual foi elaborado de modo a permitir a análise das deformações no concreto e no aço dos perfis em uma mesma escala. Neste gráfico as deformações referentes ao concreto do painel CLE4 foram excluídas da análise por terem sido discrepantes em relação às dos outros painéis da etapa 1.

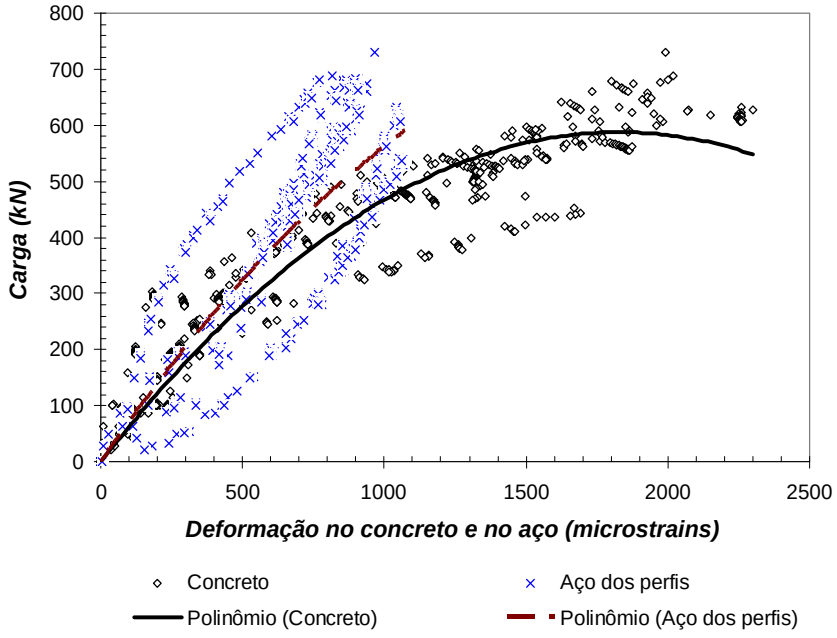


FIGURA 5.6 - Carga x deformação no concreto e no aço (painéis da etapa 1)

A partir dos valores das deformações nos materiais, na FIG. 5.6, foram obtidas regressões polinomiais, tanto para o concreto quanto para o aço, que melhor representaram os dados. Com base nessas regressões, pôde-se observar que até o limite de 1/3 da carga axial máxima (200 kN) as deformações no concreto e no aço mostraram valores próximos entre si. Após esse limite, foram apresentados valores diferentes, indicando que esses materiais deixaram de trabalhar em conjunto sob compressão e que os painéis de CLE não se comportaram como pilares mistos.

5.4- Deformações nas telas soldadas

Com os resultados das deformações nas barras das telas soldadas e as cargas aplicadas, foram elaborados, para cada painel, gráficos de carga x deformação e se encontram no **Anexo C**. Um exemplo desses gráficos é mostrado na FIG. 5.7.

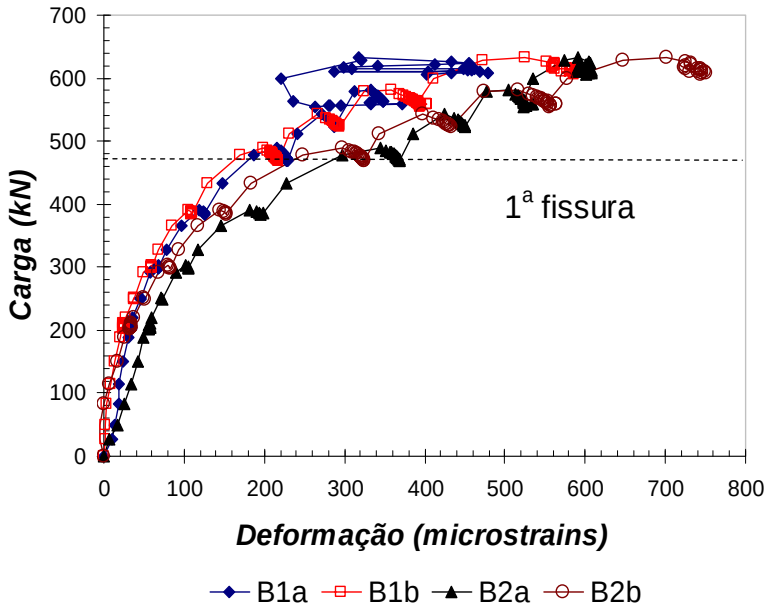


FIGURA 5.7 - Carga x deformação nas armaduras transversais (painel CLE1)

Para uma melhor análise dos resultados, as deformações registradas nas barras de aço das armaduras transversais, tanto no início da fissuração quanto na carga última, foram relacionadas e são apresentadas na TAB. 5.2.

TABELA 5.2 - Deformações nas barras de aço da armadura transversal

Painel	DEFORMAÇÕES NAS BARRAS DA ARMADURA TRANSVERSAL (*microstrains*)							
	Início de fissuração				Carga última			
	B1a	B1b	B2a	B2b	B1a	B1b	B2a	B2b
CLE1	225,59	212,77	364,53	319,84	317,85	525,46	591,17	701,34
CLE2	137,32	175,98	311,18	221,71	413,11	522,18	1428,43	1267,66
CLE3	85,12	16,83	154,86	22,41	444,81	215,75	970,41	338,39
CLE4	20,48	-4,84	92,40	164,15	191,65	122,40	229,49	274,51
CLE5	165,96	171,99	156,47	164,77	322,94	391,94	744,87	674,77
CLE6	82,25	93,63	160,72	100,50	428,76	455,22	1031,86	719,85
CLE7	16,89	75,82	79,85	81,14	145,10	458,13	839,50	297,81
CLE8	63,01	52,97	72,77	92,73	119,80	220,61	481,07	207,90

Observa-se na TAB. 5.2 que tanto no início de fissuração quanto na carga última as deformações nos extensômetros situados nas telas transversais, próximas ao topo dos painéis (*B1a* e *B1b*), foram menores que a das barras localizadas na altura média (*B2a* e *B2b*). Tal fato pode ser atribuído ao atrito entre o painel e os apoios, que restringiam a deformação transversal dos perfis.

Com os dados da TAB. 5.2 pôde-se analisar o comportamento das barras transversais na carga última por meio do gráfico da FIG. 5.8. Essa figura mostra uma comparação entre as deformações nas barras transversais da armadura situada na altura média de cada painel na carga última. A diferença entre as deformações para as barras localizadas na altura média pode indicar a ocorrência do fenômeno de flexão em dois planos ortogonais. Com o aumento da esbeltez do painel, tal efeito mostrou-se acentuado.

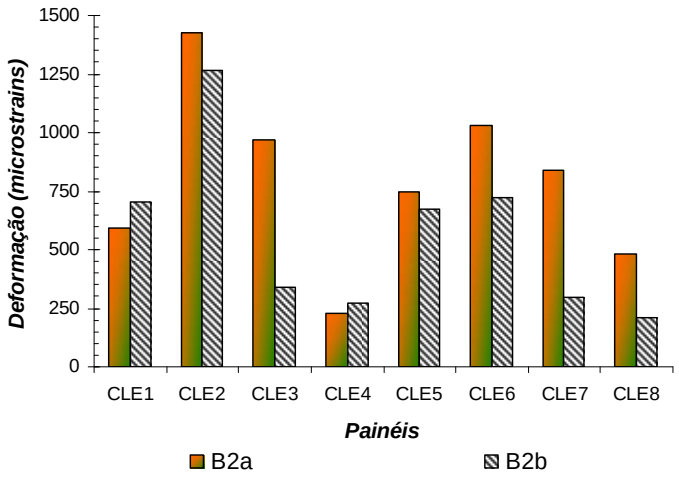


FIGURA 5.8 - Deformações nas armaduras transversais, na carga última, situadas na altura média dos painéis

5.5- Deslocamentos horizontais

Os resultados das últimas medições dos deslocamentos horizontais, na altura média dos painéis, associados às cargas são apresentados nas TAB. 5.3 e 5.4. Os valores positivos indicam deslocamentos em direção ao lado frontal do painel enquanto os valores negativos, em direção contrária. Foram também obtidos gráficos de carga x deslocamentos horizontais para todos os painéis e esses se encontram no **Anexo D**.

TABELA 5.3 - Deslocamentos horizontais na altura média dos painéis (etapa 1)

	Painel	Carga (kN)	Deslocamentos horizontais (mm)				
			H1	H2	H3	H4	H5
ETAPA 1	CLE1	562,81	-0,37	-0,32	-0,22	0,04	0,33
	CLE2	515,20	-1,27	-1,11	-0,91	-0,55	-0,17
	CLE3	523,09	-0,95	-0,31	-0,06	0,18	0,45
	CLE4	354,98	-0,14	0,13	0,84	0,70	0,98
	CLE5	375,10	3,37	2,74	2,40	3,24	3,49
	CLE6	277,72	1,03	1,00	1,47	1,18	1,24
	CLE7	334,41	0,08	0,00	0,29	0,50	0,79
	CLE8	540,78	4,80	4,58	5,69	4,59	4,75

TABELA 5.4 - Deslocamentos horizontais na altura média dos painéis (etapas 2 e 3)

	Painel	Carga (kN)	Delocamentos horizontais (mm)		
			H1	H3	H5
ETAPA 2	M1a	500,55	1,26	2,09	2,27
	M1b	507,08	-0,24	-0,35	-0,21
	M1c	525,51	0,15	0,24	0,08
	M2a	503,00	-3,46	-2,78	-2,81
	M2b	533,91	-0,65	-0,83	-1,24
	M2c	557,63	-0,12	0,17	0,05
	M3a	435,29	5,74	6,12	6,66
	M3b	465,32	-6,04	-5,03	-4,74
	M3c	324,95	18,29	17,81	18,66
ETAPA 3	C1a	520,06	-0,23	-0,05	0,00
	C1b	480,93	0,16	0,03	0,01
	C1c	436,64	0,17	-0,18	0,00
	C2a	437,71	1,73	2,09	2,26
	C2b	472,14	0,09	0,01	0,32
	C2c	411,45	-0,76	-0,65	-0,79
	C3a	331,71	-8,75	-8,66	-8,79
	C3b	337,40	-11,07	-10,68	-10,81
	C3c	303,81	-3,56	-3,95	-3,82

Com os resultados da etapa 1, foi elaborado o gráfico da FIG. 5.9, em que se observa a forma típica da superfície fletida na altura média dos painéis. Para a construção desse gráfico foram utilizadas as últimas leituras de deslocamento horizontal (abscissas) e as localizações dos DTs (ordenadas).

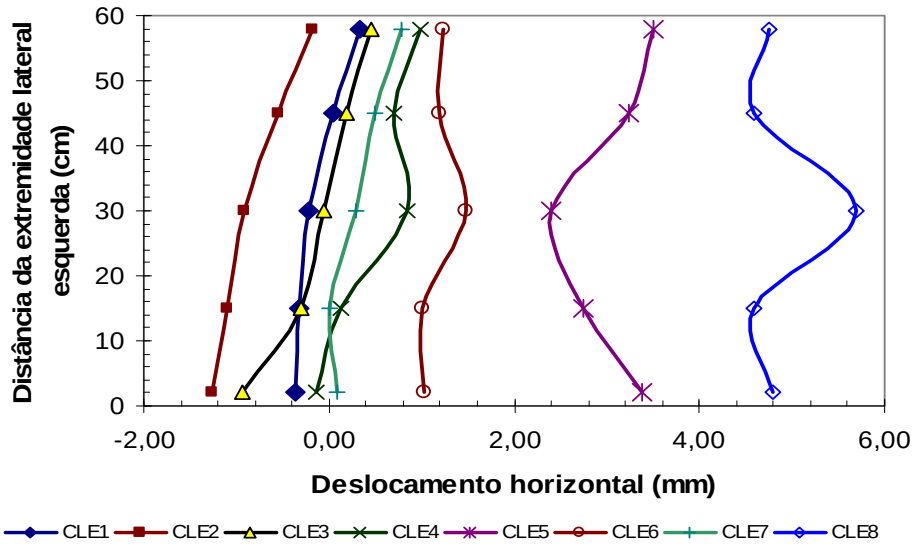


FIGURA 5.9 - Forma deslocada dos painéis, na altura média, em cargas de última leitura, na etapa 1

A partir da análise das TAB. 5.3 e 5.4 e do gráfico da FIG. 5.9, constata-se que os painéis mais esbeltos apresentaram maiores deslocamentos horizontais que os painéis menos esbeltos. Os valores de deslocamentos horizontais são mais expressivos nos modelos cuja razão kh/t é igual ou superior a 19,2. Também é observado que painéis de CLE da etapa 2 tiveram maiores deslocamentos que os painéis da etapa 3, fato esse que pode ser atribuído à ductilidade proporcionada pelos perfis de aço.

Um fenômeno notado na FIG. 5.9 é a sutil diferença entre os deslocamentos do centro (H3) e os deslocamentos adjacentes (H1, H2, H4 e H5), definidos conforme a FIG. 4.17, para os painéis CLE4 a CLE8. Isso mostra uma contribuição dos perfis de aço por oferecerem ganhos em rigidez lateral aos painéis esbeltos quando solicitados a cargas de compressão. Desse modo, os painéis passam a se comportar sob flexão em dois planos ortogonais, conforme definido por SAHEB e DESAYI (1989). Tal fenômeno, no entanto, não é tão expressivo nos painéis de CLE componentes da etapa 2, pois a

redução da largura dos mesmos faz com que os perfis das extremidades laterais, por estarem mais próximos, contenham de modo mais eficiente a massa de concreto em seu interior. Para uma melhor avaliação desse fenômeno seria necessário o estudo de painéis com diferentes razões h/b.

Outro fenômeno que pode ser notado na FIG. 5.9, é a diferença entre a leitura dos DTs das extremidades (H1 e H5) em relação ao do centro (H3), representando que alguns painéis foram sujeitos à torção.

5.6- Análise das especificações normativas

As especificações normativas apresentadas no capítulo 2 foram verificadas para os modelos de painéis de CLE projetados. Foi realizada a verificação das taxas de armaduras mínimas prescritas por normas nacionais e internacionais, a análise da ocorrência de flambagem da armadura, obtidos os valores de resistência da armadura longitudinal e dos perfis bem como desenvolvida a análise de critérios para pilares mistos.

5.6.1- Verificação das taxas mínimas de armadura

A TAB. 5.5 apresenta as taxas mínimas de armadura na direção vertical e horizontal prescritas por normas juntamente às menores taxas de armadura dos painéis de CLE projetados para o presente estudo. Nesta tabela se observa que os painéis em análise atenderam às especificações para as taxas mínimas de armadura nas duas direções.

TABELA 5.5 - Comparação entre as taxas de armaduras mínimas

Designação	ρ_v	ρ_h
NBR 6118:07	0,0040	0,0010
NBR 8800:08	0,0030	0,0010
ACI 318:08	0,0012	0,0020
AS 3600:04	0,0015	0,0025
BS 8110:97	0,0025	0,0025
Eurocode2:04	0,0020	0,0010
Painéis da Etapa 1	0,0065	0,0059
Painéis da Etapa 2	0,0063	0,0059

5.6.2- Considerações sobre a flambagem das barras - NBR 6118:2007

A ausência de grampos em painéis de CLE faz com que as barras das armaduras longitudinais não sejam adequadamente restringidas contra a ocorrência de flambagem. Para se levar em conta a flambagem na armadura devem ser seguidas as especificações da NBR 8800:2008. Na FIG. 5.10 encontra-se uma seção transversal típica de painéis de CLE da etapa 1 e nela se observa que para considerar a ocorrência de flambagem, basta realizar análise em relação ao eixo de flexão de menor inércia, o eixo x-x.

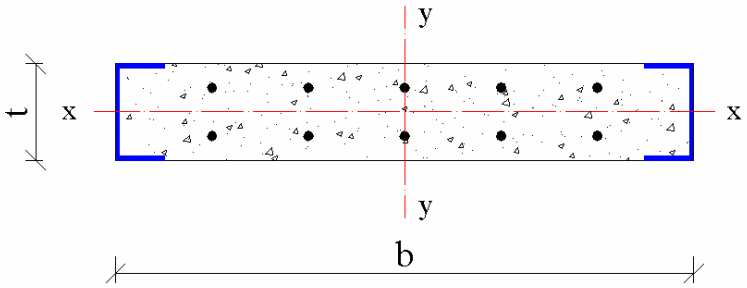


FIGURA 5.10 - Seção transversal típica de painéis de CLE

5.6.3- Verificação da armadura longitudinal - NBR 8800:2008

- Resistência nominal da armadura à força normal de compressão

Com base nas Eq. 2.14 a 2.17 e, levando em conta a flexão em torno do eixo x-x, foram calculados os valores do fator de redução associado a resistência à compressão (χ) e a resistência nominal da armadura à força normal de compressão ($N_{c,s,R}$), considerando: $Q = 1$, f_{ys} = 63,39 kN/cm², $E_s = 20.000$ kN/cm², $K =$ 0,5 para a condição bi-engastada e demais dados conforme a TAB. 5.6. Os resultados do cálculo encontram-se na TAB. 5.7.

TABELA 5.6 - Dados para o cálculo da resistência da armadura à compressão

	Etapa 1	***Etapa 2***
A_s (cm²)	1,96	1,57
I_x (cm⁴)	3,10	2,48
h (cm)	180	160

TABELA 5.7 - Resultados do cálculo da resistência da armadura à compressão

	Etapa 1	***Etapa 2***
χ	0,50	0,58
$N_{c,s,R}$ **(kN)**	62,42	72,07

Conforme verificado, o fator χ reduz a resistência da armadura longitudinal à compressão considerando a flambagem das barras longitudinais.

5.6.4- Verificação de especificações para pilares mistos - NBR 8800:2008

- Resistência da seção à plastificação total e fator de contribuição do aço

A partir das Eq. 2.18 e 2.19 foram calculados: a resistência nominal da seção mista à plastificação total pela força normal $(N_{pl,R})$ e o fator de contribuição do aço (δ), dados: f_{ya} = 28 kN/cm², A_a = 3,86 cm², α = 0,85, f_{ck} = 2 kN/cm², A_c = 294,17 cm² (etapa 1), A_c = 244,57 cm² (etapa 2), f_{ys} = 28 kN/cm² e A_s segundo a TAB. 5.6. Os resultados encontram-se na TAB. 5.8.

TABELA 5.8 - Resultados da verificação de especificações para pilares mistos

	Etapa 1	***Etapa 2***
$N_{pl,R}$ **(kN)**	725,76	618,04
δ	0,15	0,17

O valor de δ nos dois casos foi inferior a 0,2, indicando, segundo a NBR 8800:2008, pouca contribuição do aço na capacidade resistente e que os painéis de CLE não devem ser dimensionados como pilares mistos.

5.6.5- Verificação do perfil - NBR 14762:2001

a) Resistência nominal do perfil à força normal de compressão (perfil isolado)

Dados: $A_{ef} = A_a$ = 1,93 cm², f_{ya} = 28 kN/cm², α = 0,49 (curva c), E_s 20532,30 kN/cm², I_x = 7,07 cm^4, I_y = 1,13 cm^4, K = 0,5, h = 180 cm (etapa 1), h =160 cm (etapa 2) e com base nas Eq. 2.21 a 2.24 foram obtidos o fator de redução associado à flambagem

da barra (ρ) e a resistência nominal do perfil à força normal de compressão ($N_{c,a,R}$), para as duas etapas. Os resultados do cálculo encontram-se listados na TAB. 5.9.

TABELA 5.9 - Resultados do cálculo da resistência do perfil à compressão

	Etapa 1	***Etapa 2***
ρ	0,36	0,42
$N_{c,a,R}$ **(kN)**	19,23	22,70

b) Flambagem local do perfil

Com base nas características geométricas do perfil formado a frio do tipo U (50 x 25 x 2) mm, nas Eq. 2.25 e 2.26 e nos dados: h = 180 cm, k = 0,43 (mesa), k = 4 (alma), E_a = 20000 kN/ cm², ρ = 0,36 e f_{ya} = 28 kN/cm², obtiveram-se a tensão normal de compressão (σ) e o índice de esbeltez reduzido (λ_p), para a verificação do perfil à flambagem local. Os valores calculados encontram-se na TAB. 5.10.

TABELA 5.10 - Resultados da verificação do perfil à flambagem local

	Mesa	***Alma***
σ	10,08	11,76
λ_p **(kN)**	0,37	0,27

Como λ_p foi inferior a 0,673, tanto na mesa quanto na alma, deduz-se que não ocorre flambagem local do perfil, considerando a situação mais desfavorável.

5.7- Comparação dos resultados experimentais com resultados de equações de painéis-parede

DESAYI e JOSHI (1976) utilizaram os resultados de equações de painéis-parede de concreto armado para comparar com resultados experimentais de painéis de argamassa armada. BENAYOUNE *et al.* (2006, 2007) também se basearam em equações semelhantes para analisar os resultados experimentais de painéis sanduíche. Neste estudo foi desenvolvida uma comparação dos resultados de ensaio de painéis de CLE com os obtidos por meio das equações de painéis-parede, apresentadas no capítulo 2, e, nos itens seguintes, será apresentado o procedimento utilizado para a sua obtenção.

5.7.1- Cargas últimas de referência

As cargas últimas de referência (P_{ur}) são valores que representarão as cargas axiais últimas dos painéis das etapas 1 e 2 simultaneamente. Para a determinação dessas, é necessário, inicialmente, tornar adimensional as cargas últimas experimentais (P_{ue}) e proceder a análise dos resultados por regressão polinomial. Esse procedimento mostrou-se vantajoso uma vez que permitiu analisar os resultados das duas etapas em termos de apenas uma. Para isso, a etapa 1 foi escolhida como etapa de referência.

Com a finalidade de tornar as cargas últimas experimentais adimensionais, a carga P_{ue}, representativa de cada painel, foi dividida por sua respectiva carga última considerando a seção transversal homogeneizada (P_{uh}), de modo a levar em conta a resistência de cada material constituinte assim como as diferentes geometrias das seções transversais dos painéis de CLE das etapas 1 e 2.

A homogeneização foi realizada com base em princípios da resistência dos materiais, desconsiderando efeitos de instabilidade, assumindo que a carga total da seção transversal à compressão se deve à soma das cargas no concreto, no aço da armadura e dos perfis, conforme a Eq. 5.1.

$$P = \sigma_c A_c + \sigma_s A_s + \sigma_a A_a \tag{5.1}$$

sendo P a carga axial na seção transversal, A_c, A_s, A_a as áreas das seções transversais do concreto, da armadura e do perfil, respectivamente e $\sigma_c, \sigma_s, \sigma_a$ as tensões no concreto, nas armaduras e nos perfis, respectivamente.

A partir da Eq. 5.1 consideram-se as hipóteses: compatibilidade de deformações ($\varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon_a$), relação linear entre tensão e deformação dos materiais ($\sigma = E\varepsilon$) e o uso da relação modular *n* para transformar a seção transversal de aço em concreto ($E_s = E_a = n.E_c$), de modo a obter a carga homogeneizada (P_h), dada pela Eq. 5.2.

$$P_h = \varepsilon_c E_c \left(A_c + nA_s + nA_a \right) \tag{5.2}$$

Finalmente, substituindo-se na Eq. 5.2 a tensão no concreto por sua tensão de ruptura ($\varepsilon_c E_c = f_c$) resulta na Eq. 5.3 que será adotada para obtenção da carga última homogeneizada (P_{uh}).

$$P_{uh} = f_c \left(A_c + nA_s + nA_a \right) \tag{5.3}$$

Com base na Eq. 5.3 foram calculados os valores de P_{uh} para as duas etapas, levando-se em conta as propriedades geométricas das seções e os dados experimentalmente obtidos para os materiais, segundo a TAB. 5.11.

TABELA 5.11 - Dados para a determinação da carga última homogeneizada

	Etapa 1	**Etapa 2**
f_c (kN/cm²)	2,48	2,08
Ec (MPa)	14.362	12.199
Es = Ea (MPa)	205.323	205.323
n	14,30	16,83
Ac (cm²)	294,18	244,56
As (cm²)	1,96	1,57
Aa (cm²)	3,86	3,86

Em seguida, os valores das razões kh/t para cada painel de CLE foram relacionados com os valores adimensionais calculados para as cargas últimas experimentais por meio da razão P_{ue} / P_{uh}. Os resultados dos cálculos encontram-se na TAB. 5.12.

TABELA 5.12 - Resultados dos adimensionais para as cargas últimas

ETAPA 1					**ETAPA 2**				
Painel	***kh/t***	***P_{ue} (kN)***	***P_{uh} (kN)***	***P_{ue} / P_{uh}***	***Painel***	***kh/t***	***P_{ue} (kN)***	***P_{uh} (kN)***	***P_{ue} / P_{uh}***
CLE1	6,4	632		0,68	M1a	6,4	501		0,72
CLE2	9,6	731		0,78	M1b	6,4	507		0,73
CLE3	12,8	627		0,67	M1c	6,4	526		0,75
CLE4	16,0	684		0,73	M2a	16,0	503		0,72
CLE5	19,2	494	935	0,53	M2b	16,0	534	699	0,76
CLE6	22,4	626		0,67	M2c	16,0	558		0,80
CLE7	25,6	689		0,74	M3a	25,6	435		0,62
CLE8	28,8	541		0,58	M3b	25,6	465		0,67
					M3c	25,6	325		0,47

A relação entre os adimensionais P_{ue} / P_{uh} e kh/t foi então representada pelo gráfico da FIG. 5.11 e obtida uma regressão polinomial de segundo grau que melhor representou os resultados experimentais na forma adimensional. Essa regressão foi denominada por Polinômio CLE e os valores de carga última por ela determinados serão as cargas últimas de referência (P_{ur}).

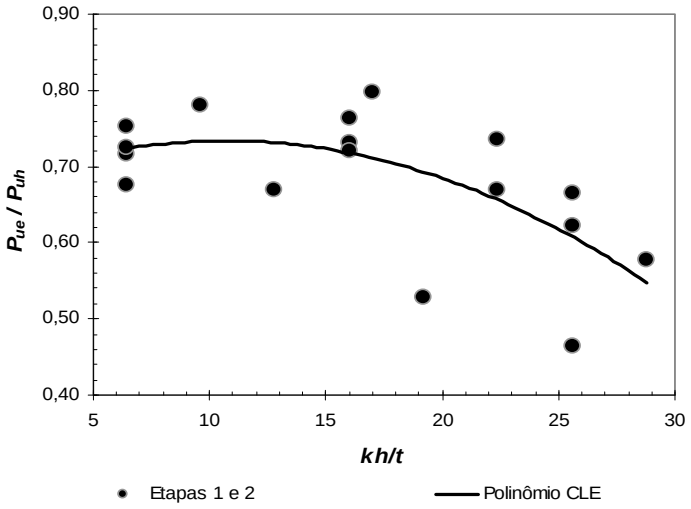


FIGURA 5.11 - Relação entre adimensionais das cargas e esbeltez dos painéis

Para calcular as cargas P_{ur} a partir da regressão polinomial foram, inicialmente, substituídos os valores correspondentes às razões kh/t, da etapa 1, na equação definida pelo Polinômio CLE, obtendo-se os adimensionais P_{ur} / P_{uh}. Em seguida, esses adimensionais foram multiplicados pelo valor da carga última homogeneizada da etapa 1 (P_{uh} = 935 kN), a etapa de referência. Os resultados desse processo de cálculo são apresentados na TAB. 5.13.

TABELA 5.13 - Resultados da obtenção das cargas últimas de referência

Polinômio CLE		P_{ur} (kN)
X = kh/t	Y = P_{ur}/P_{uh}	
6,40	0,72	677
9,60	0,73	686
12,80	0,73	684
16,00	0,72	672
19,20	0,69	648
22,40	0,66	614
25,60	0,61	568
28,80	0,55	512

O próximo passo foi comparar os valores de P_{ur} com os obtidos aplicando as Eq. 2.1 a 2.10 e equações baseadas nas normas nacionais e internacionais, para a determinação de cargas axiais últimas. No entanto, as equações das normas expressavam como resultados valores da resistência de cálculo (N_{Rd}) de painéis-parede e não valores de cargas axiais últimas (P_u), conforme expressões dos pesquisadores. Além disso, nem todas as equações consideravam o fator de comprimento efetivo (k). Assim, foi necessário realizar adaptações para que as mesmas pudessem ser comparadas.

5.7.2- Adaptação das equações

Para adaptar as Eq. 2.1 a 2.10 e equações baseadas nas normas, Eq. 2.11, 2.27, 2.28 e 2.29, foi preciso realizar as seguintes modificações: considerar apoios engastados com a inclusão do fator de comprimento efetivo (k) e excluir os coeficientes de minoração da resistência (ϕ) e de ponderação do concreto (γ_c), usados para obtenção das equações de projeto. Foi observado que o fator k, na maioria das equações desenvolvidas pelos pesquisadores não era levado em conta, principalmente, antes das contribuições de KRIPANARAYANAN (1977). Isso se deve ao fato de que nos ensaios experimentais e estudos desenvolvidos pelos pesquisadores, era considerada a condição simplesmente apoiada ($k = 1$). Assim, as equações foram modificadas substituindo-se o comprimento original do painel (h) por seu respectivo comprimento efetivo (kh), onde necessário. Realizadas as modificações, as novas expressões para a determinação das cargas últimas a partir das propostas pelos pesquisadores, Eq. 5.4 a 5.13, e normas, Eq. 5.14 a 5.17, encontram-se listadas a seguir:

a) Equações adaptadas dos pesquisadores

$$P_u = 0{,}2\, f_c A\left[1 - \left(kh/40t\right)^3\right] \tag{5.4}$$

$$P_u = 0{,}6\, f_c A\left[1 - \left(kh/30t\right)^2\right] \tag{5.5}$$

$$P_u = 0{,}67\ f_{cu} A\left[1-(kh/40t)^2\right] + 0{,}67\left(A_s f_{ys} + A_{sa} f_{ysa}\right) \quad (5.6)$$

$$P_u = 0{,}57\ f_c A\left[1-(kh/50t)^2\right] \quad (5.7)$$

$$P_u = 0{,}55\, f_c A\left[1-(kh/32t)^2\right] \quad (5.8)$$

$$P_u = 0{,}55\left[A\ f_c + \left(f_{ys} - f_c\right)A_s\right]\left[1-(kh/40t)^2\right] \quad (5.9)$$

Para $h/b < 2$:

$$P_u = 0{,}55\left[f_c A + (f_{ys} - f_c)A_s\right]\left[1-(kh/32t)^2\right]\left[1{,}2-(h/10b)\right] \quad (5.10a)$$

Para $h/b \geq 2$:

$$P_u = 0{,}55\left[f_c A + (f_{ys} - f_c)A_s\right]\left[1-(kh/32t)^2\right] \quad (5.10b)$$

$$P_u = 2{,}0\ f_c^{\,0{,}7}\left(t - 1{,}2e - 2e_a\right)b \quad (5.11)$$

$$e_a = (kh)^2 / 2500\, t \quad (5.12)$$

$$P_u = 0{,}40\, f_c A\left[1-(kh/40t)^2\right] + 0{,}67\left(A_s f_{ys}\right) \quad (5.13)$$

b) Equações adaptadas das normas

$$P_u = 0{,}63\ f_c\ A_c\left[1-(kh/32t)^2\right] \quad \text{NBR 6118:07} \quad (5.14)$$

$$P_u = 0{,}55\, f_c A\left[1-(kh/32t)^2\right] \quad \text{ACI 318:08} \quad (5.15)$$

$$P_u = 0{,}6\, f_c\ b\left(t - 1{,}2e - 2e_a\right) \quad \text{AS 3600:01} \quad (5.16)$$

$$P_u = 0{,}3 f_{cu}\, b\left(t - 1{,}2e - 2e_a\right) \qquad \text{BS 8110:97} \qquad (5.17)$$

sendo P_u a carga axial última do painel à compressão, f_c a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, A a área bruta da seção transversal do painel, k o fator de comprimento efetivo, h a altura do painel, t a espessura do painel, f_{cu} a resistência característica de corpos-de-prova cúbicos de argamassa à compressão (considerada igual a f_c), A_s a área da seção transversal da armadura longitudinal, f_{ys} a resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal, A_{sa} a área da seção transversal da armadura adicional, f_{ysa} a resistência ao escoamento do aço da armadura adicional, b a largura do painel, e a excentricidade da carga, e_a a excentricidade adicional e A_c a área da seção transversal de concreto.

Pode ser observado que a Eq. 5.15 (ACI 318:08) é exatamente igual a Eq. 5.8 (KRIPANARAYANAN, 1977). Devido a esse fato, na apresentação dos resultados em tabelas serão suprimidos os valores referentes ao ACI 318:08.

5.7.3- Cálculo e análise comparativa da carga última a partir das equações adaptadas

Para a determinação das cargas últimas (P_u) utilizando as equações do item 5.7.2, foram empregadas as características geométricas e propriedades mecânicas dos materiais apresentadas na TAB. 5.14, além de terem sido utilizadas as seguintes considerações: $e = 0$, $f_{cu} = f_c$ e $k = 0{,}8$ para todas as equações, exceto para as Eq. 5.11, 5.16 e 5.17, em que k = 0,75 (recomendado por pesquisadores e normas).

TABELA 5.14 - Características dos painéis

Painel	Dimensões (cm)			kh/t	Áreas (cm²)				Tensões (kN/cm²)		
	h	b	t		A	A_c	A_a	$A_s = A_{sa}$	f_c	f_{ya}	$f_{ys} = f_{ysa}$
CLE1	40	60	5	6,4	300,00	294,18	3,86	1,96	2,48	28,00	63,38
CLE2	60			9,6							
CLE3	80			12,8							
CLE4	100			16,0							
CLE5	120			19,2							
CLE6	140			22,4							
CLE7	160			25,6							
CLE8	180			28,8							

Na TAB. 5.14 são apresentados os resultados das cargas axiais últimas de referência (P_{ur}) dos modelos de CLE e os obtidos por meio das Eq. 5.4 a 5.17. Esses resultados foram relacionados às razões kh/t dos painéis da etapa 1 nos gráficos comparativos das FIG. 5.12 e 5.13. A curva que relaciona as cargas últimas de referência P_{ur} às razões kh/t será denominada Curva CLE e representará os resultados experimentais dos painéis de CLE das etapas 1 e 2, simultaneamente.

TABELA 5.15 - Cargas axiais últimas de referência e obtidas por equações

Painel	P_{ur} (kN)	P_u (kN)											
		Eq. (5.4)	Eq. (5.5)	Eq. (5.6)	Eq. (5.7)	Eq. (5.8)	Eq. (5.9)	Eq. (5.10)	Eq. (5.11)	Eq. (5.13)	NBR 6118:07	AS 3600:04	BS 8110:97
CLE1	677	148	426	641	417	393	462	516	551	373	441	433	217
CLE2	686	147	400	625	408	372	447	475	531	363	418	417	209
CLE3	684	144	365	603	396	343	426	425	502	350	386	395	197
CLE4	672	139	319	574	380	307	399	368	465	333	344	366	183
CLE5	648	132	263	539	361	262	365	304	420	312	294	330	165
CLE6	614	123	197	498	339	209	326	242	367	287	234	289	144
CLE7	568	110	121	450	313	147	280	171	306	259	165	241	120
CLE8	512	93	35	396	283	78	229	90	237	226	87	186	93

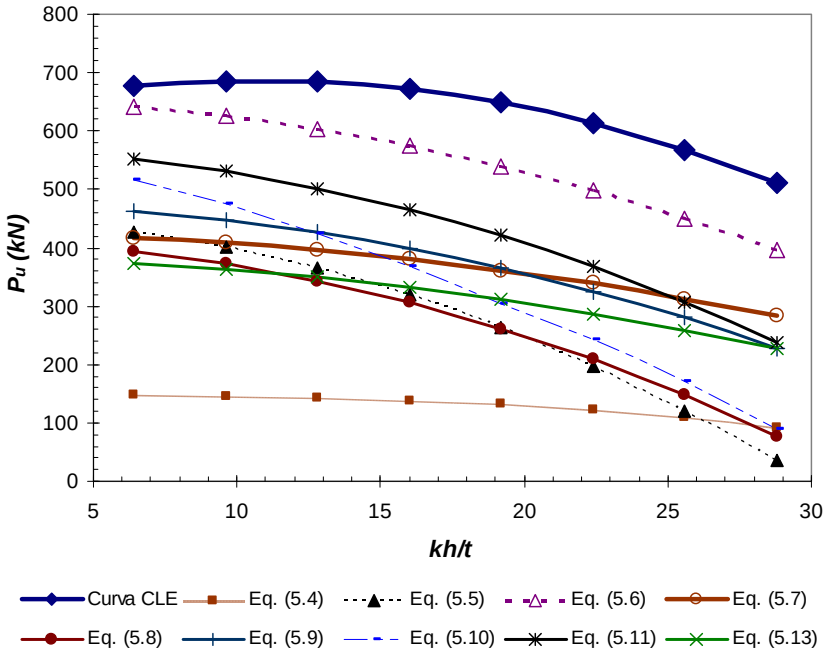
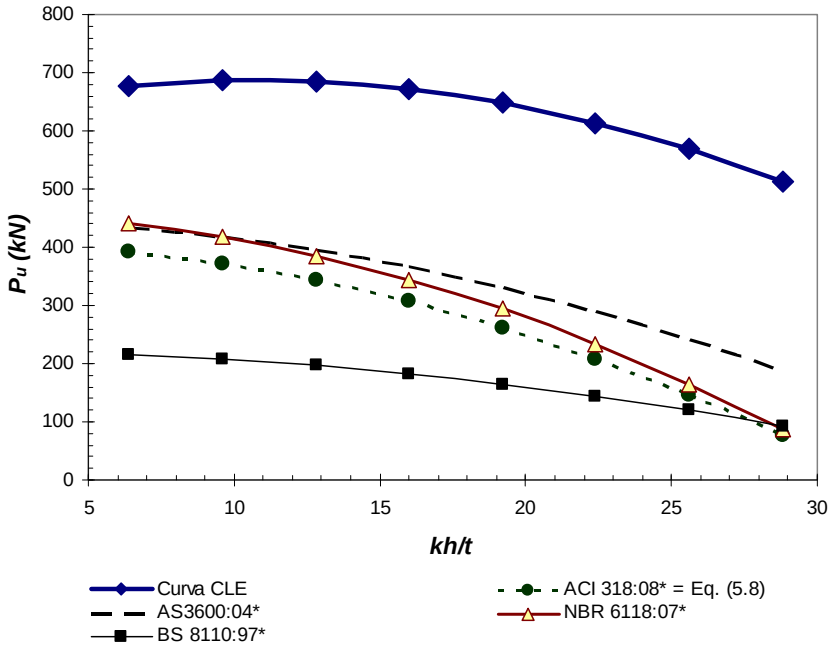


FIGURA 5.12 - Comparativo entre a Curva CLE e curvas de resistência última com base em equações de pesquisadores adaptadas



*Equações adaptadas

FIGURA 5.13 - Comparativo entre a Curva CLE e curvas de resistência última por equações de normas técnicas adaptadas

Com base na FIG. 5.12, observa-se que nem todas as equações se aproximam da representação da Curva CLE. Elas se diferem pela curvatura apresentada e pelos valores de resistência última alcançados. Nota-se também que a resistência do sistema estrutural CLE é subestimada em todos os casos e que a expressão mais próxima à Curva CLE foi a Eq. 5.6, por levar em conta a contribuição do aço da armadura longitudinal (tela soldada) e da armadura adicional (perfis) na capacidade resistente. Já o gráfico da FIG. 5.13 mostra que as equações de projeto, quando desprovidas de coeficientes de minoração da resistência, apresentam resultados conservadores em relação à Curva CLE. Segundo SANJAYAN e MAHESWARAN (1999) a falha das normas para estimarem a capacidade de carga de painéis é devido ao limitado número de ensaios em modelos de dimensões diferentes das estudadas. Sua estimativa é, portanto, pouco eficiente ao se relacionar modelos de condições geométricas e resistências diferentes. Observa-se também que a equação mais próxima do aspecto da Curva CLE foi a equação adaptada da norma AS 3600:04.

Finalmente, a análise comparativa dos resultados das FIG. 5.12 e 5.13 mostrou que as equações adaptadas de normas técnicas forneciam resultados mais conservadores que as equações adaptadas dos pesquisadores.

5.8- Influência da razão altura/espessura efetiva na capacidade resistente

A partir dos resultados da Curva CLE pôde ser observado que a resistência última dos painéis diminui não-linearmente com o aumento da razão kh/t. O decaimento na resistência última é correspondente a 0,74%, para um aumento na razão kh/t de 6,4 a 16, enquanto a queda chega a ser de 23,81% para um aumento na razão de 16 a 28,8.

A maioria dos painéis de CLE com razão kh/t igual ou superior a 19, apresentaram rupturas por flexo-compressão, próximas à altura média, e painéis com razão kh/t inferior a 19 apresentaram rupturas por esmagamento do concreto. Tais resultados mostram-se próximos aos obtidos pelos pesquisadores SEDDON (1956), OBERLENDER e EVERARD (1977), PILLAI e PARTHASARATHY (1977) e FRAGOMENI *et al.* (1995), que observaram rupturas por flexo-compressão em painéis com razão h/t igual ou superior a 20 e rupturas por esmagamento para painéis com razão h/t inferior a 20.

6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DA PESQUISA

A partir da análise das características físicas e mecânicas dos materiais dos painéis de CLE verificou-se que a barra de aço da tela soldada apresentou tensão de escoamento semelhante ao aço estrutural do tipo CA60 e o perfil teve um comportamento à tração semelhante ao aço ASTM A36.

O envelopamento, estabelecido pelos perfis metálicos, influencia na resistência última do painel de CLE, quando comparado com o painel de concreto armado de resistência usual. O ganho em resistência proporcionado foi da ordem de 30%.

A ligação soldada armadura-perfil apresentou uma eficiência satisfatória, já que a tensão de ruptura da ligação soldada foi bem próxima à tensão de escoamento da armadura.

Comparações dos resultados experimentais com os valores obtidos a partir de equações adaptadas de normas técnicas e de pesquisadores mostrou que a resistência dos painéis

de CLE foi superior a todos os casos. Isso se deve, provavelmente, porque a maioria das equações foi especificada para aplicação em painéis-parede de concreto armado.

A partir da análise de especificações normativas e da investigação experimental constatou-se que o painel de CLE não é um sistema estrutural bem condicionado para se comportar como um pilar misto de aço e concreto.

Em se tratando de durabilidade e segurança, mostra-se importante analisar e garantir para essa tecnologia construtiva o controle de corrosão dos perfis e da armadura bem como a qualidade da solda entre a armadura e os perfis e entre perfis.

O estudo de painéis de CLE tem se mostrado em estágio incipiente. Existem diversos tipos de investigações que podem ser desenvolvidas para uma melhor compreensão do comportamento desse sistema estrutural. Algumas propostas de estudos posteriores são listadas a seguir:

a) Verificar a influência da armadura longitudinal na capacidade resistente dos painéis de CLE;

b) Analisar o sistema estrutural de CLE comportando-se como laje para a verificação de sua eficiência em relação a lajes mistas ou pré-moldadas;

c) Realizar uma modelagem numérica dos painéis de CLE para observação de seu comportamento em diferentes situações;

d) Analisar as ligações que podem ser realizadas entre os painéis de CLE;

e) Investigar o comportamento de painéis de CLE com diferentes razões h/b.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 5739. *Concreto - Ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1994.

ABNT NBR 6118. *Projeto de Estruturas de Concreto*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT NBR 6118 - Emenda 1. *Projeto de Estruturas de Concreto*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT NBR 6355. *Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio – Padronização*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT NBR 6892. *Materiais metálicos: ensaio de tração à temperatura ambiente.* Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2002.

ABNT NBR 7211. *Agregados para concreto – Especificação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1983.

ABNT NBR 8800. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.* Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2008.

ABNT NBR 9062. *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.* Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2002.

ABNT NBR 9776. *Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman – Método de Ensaio.* Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1987.

ABNT NBR 14762. *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento.* Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2001.

ACI 318. *Building code requirements for reinforced concrete*. American Concrete Institute. Detroid, 2008.

ANSI/AISC 360. *Specification for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction, 2005.

AS 3600. *Concrete structures.* Standards Association of Australia.Draft, North Sydney, Australia, 2001.

AS 3600 - Amendment n° 1. *Concrete structures.* Standards Association of Australia. Draft, North Sydney, Australia, 2004.

AS 3600 - Amendment n° 2. *Concrete structures.* Standards Association of Australia. Draft, North Sydney, Australia, 2004.

BENAYOUNE, A.; SAMAD, A.A.A.; ABANG ALI, A.A.; TRIKHA, D.N. *Response of pre-cast reinforced composite sandwich panels to axial loading.* Journal of Construction and Building Materials. Guildford, n. 21, p. 677-685, 2007.

BENAYOUNE, A.; SAMAD, A.A.A.; TRIKHA, D.N.; ABANG ALI, A.A.; ASHRABOV, A.A. *Structural behaviour of eccentrically loaded precast sandwich panels.* Journal of Construction and Building Materials. Guildford, n. 20, p. 713-724, 2006.

BERTINI, A. A. *Estruturas tipo sanduíche com placas de argamassa projetada.* Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2002.

BS 8110. *Structural use of concrete: part 1 - code of practice for design and construction.* British Stadards Institution, 1997.

CALDAS, R.B.; FAKURY, R.H.; SOUSA JÚNIOR, J.B.M. *Bases do dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto segundo o projeto de revisão da NBR 8800.* Revista Escola de Minas. Ouro Preto, v. 60, n. 2, p. 271-276, 2007.

DESAYI, P.; JOSHI, A. D. *Ferrociment load-bearing wall elements.* Jounal Structural Division - ASCE. New York, v. 102, n. 9, p. 903-916, 1976.

DESAYI, P.; SAHEB, S. M. *A brief review of the studies on reinforced concrete wall panels.* The Indian Concrete Journal. Bombay, Índia, v. 64, p. 30-37, 1990.

DOH, J. H. *Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels.* Thesis (PHD) - Griffith University, Cold Coast Campus, 2002.

EL DEBS, M. K. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. São Carlos, SP: EESC-USP, 2000.

EN 1992-1-1. *Design of Concrete Structures: General rules and rules for buildings. Part 1-1*. CEN - European Committee for Standardization, 2004.

EN 1994-1-1. *Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1, General rules and rules for building*. CEN - European Committee for Standardization, 2004.

ERNST, G. C. *Stabilty of thin-shelled structures.* ACI Structural Journal, Detroit, v. 49, n. 20, p. 227-292, 1952.

FERROCIMENT. Disponível em: www.ferrocement.com. Acesso em: dezembro de 2008.

FRAGOMENI, S.; MENDIS, P. A; ROSS GRAYSON, W. *Review of reinforced concrete wall design formulas.* ACI Structural Journal, Detroit, v. 91, n. 5, p. 521-529, 1994.

FUSCO, P. B. *Estruturas de concreto: solicitações normais.* Rio de Janeiro: LTC Editora, 1981.

IGLESIA, T. B. *Sistemas construtivos em concreto pré-moldado.* Monografia (Bacharelado) - Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo. 2006.

KRIPANARAYANAN, K. M. *Interesting aspect of the empirical wall design equation.* ACI Structural Journal, Detroit, v. 74, n. 5, p. 204-207, 1977.

LEABU, V.F. *Precast concrete wall panels – design trends and standards.* Symposium on Concrete Wall Panels. American Concrete Institute, SP11, n3, p 31-44, 1965.

MACHADO JUNIOR, E. F. *Casas populares pré-moldadas em argamassa armada: procura de uma solução econômica e confortável.* Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, USP. 1991.

MANTOVANI, E.C. *Comportamento de pilares mistos, com ênfase na zona de introdução de cargas.* Dissertação (Pós-graduação em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

MENOSSI, R. T. *Utilização do pó de pedra basáltica em substituição à areia natural do concreto.* Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 2004.

OBERLENDER, G. D.; EVERARD, N. J. *Investigation of reinforced concrete wall panels.* ACI Journal Proceedings, Detroit, v. 74, n. 6, p. 256–263, 1977.

PCI COMITTE. *PCI Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete.* Precast/ Prestressed Concrete Institute. Chicago, 6 th Edition, 2004.

PCI COMITTE REPORT. *State-of-the-art of precast/prestressed sandwich wall panels.* PCI Journal, Chicago, v. 42, n. 2, p. 92-133, 1997.

PILLAI, S. U.; PARTHASARATHY, C. V. *Ultimate strength and design of concrete walls.* Building Environment, London, v. 12, p. 25-29, 1977.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; DA MATA, L. A. C. *Elementos das estruturas mistas aço-concreto.* Belo Horizonte, MG: Editora O Lutador, 2001.

ROTESMA PRÉ-FABRICADOS. Disponível em: www.rotesma.com.br. Acesso em: fevereiro de 2009.

SAHEB, S. M.; DESAYI, P. *Ultimate strength of reinforced concrete wall panels in one-way in-plane action.* Journal of Structural Engineering, New York, v. 115, n. 10, p. 2617-2630, 1989.

SANJAYAN, J. G.; MAHESWARAN, T. *Load capacity of slender high-strength concrete walls with side supports.* ACI Structural Journal, Detroit, v. 96, n. 4, p. 571-576, 1999.

SOARES, H. C. *Determinação experimental da eficácia de vigas mistas em estruturas multilaminares de concreto.* Dissertação (Mestrado) - Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG, 2008.

SWARTZ, S. E.; ROSEBRAUGH, V. H.; BERMAN, M.Y. *Buckling tests on retangular concrete panels.* ACI Structural Journal, Detroit, v. 71, Jan, p. 33-39, 1974.

SWARTZ, S. E.; ROSEBRAUGH, V. H. *Buckling of reinforced concrete plates.* Journal of Structural Engineering, New York, v. 100, p. 195-208, 1974.

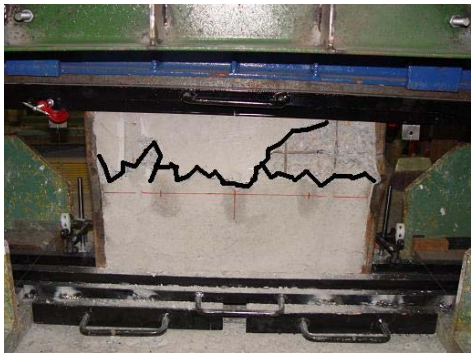
THE WHELAN GROUP. Disponível em: www.whelansgroup.com. Acesso em março de 2009.

ZIELINSKI, Z. A.; TROITSKY, M. S.; CHRISTODOULOU, H. *Full-scale bearing strength investigation of thin-wall ribbed reinforced concrete plates.* ACI Structural Journal, Detroit, v. 79, n. 32, p. 313-331, 1982.

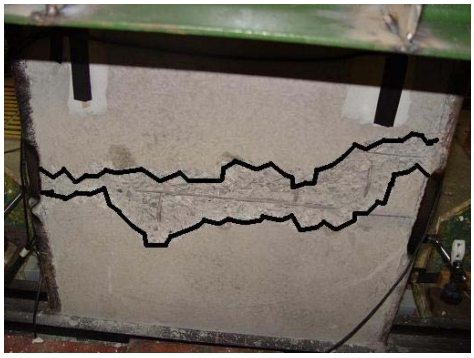
ANEXOS

ANEXO A - RUPTURAS DOS PAINÉIS

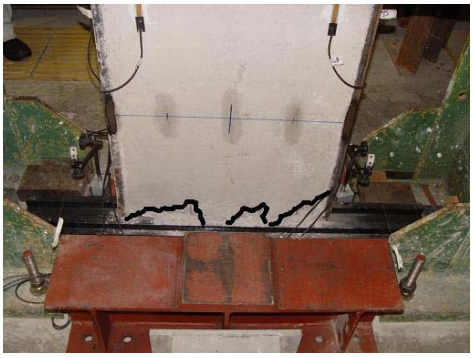
As rupturas de todos os painéis experimentalmente avaliados nas etapas 1, 2 e 3, encontram-se neste item, apresentadas nas FIG. A.1 a A.5. Para uma melhor observação dos resultados, as fissuras e suas delimitações foram destacadas por linhas espessas nos painéis.



(a) Painel CLE1

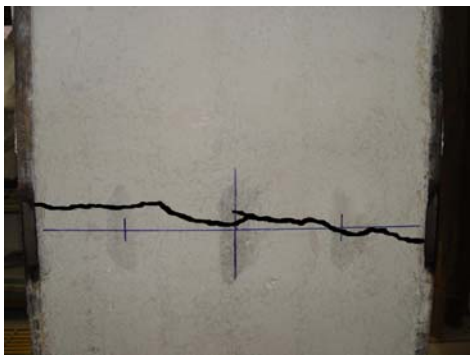


(b) Painel CLE2



(c) Painel CLE3

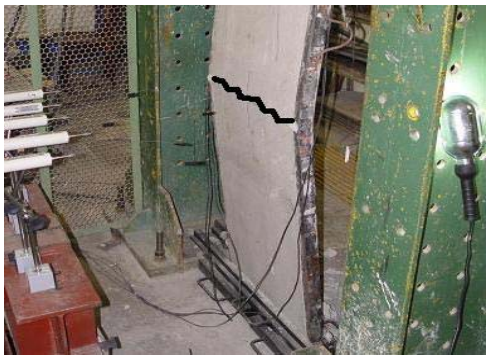
(d) Painel CLE4



(e) Painel CLE5

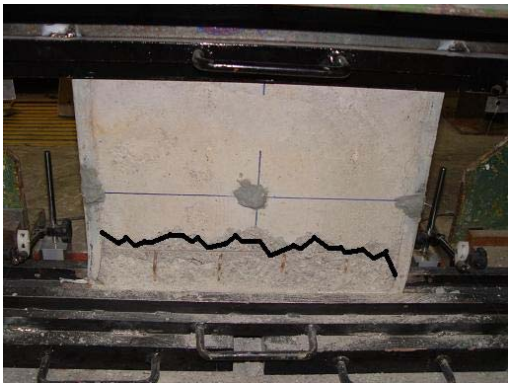
(f) Painel CLE6

(g) Painel CLE7

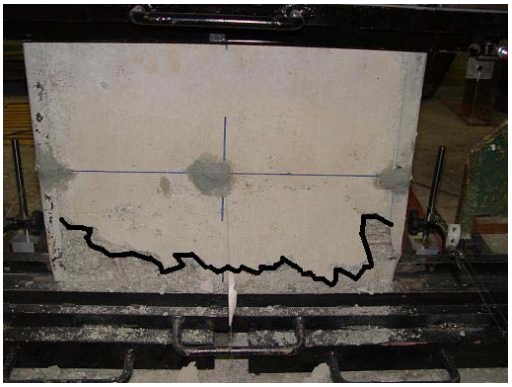


(h) Painel CLE8

FIGURA A.1 - Ruptura dos painéis da etapa 1



(a) Painel M1a



(b) Painel M1b

(c) Painel M1c

(d) Painel M2a

(e) Painel M2b

(f) Painel M2c

FIGURA A.2 - Ruptura dos painéis da etapa 2 (parte 1)

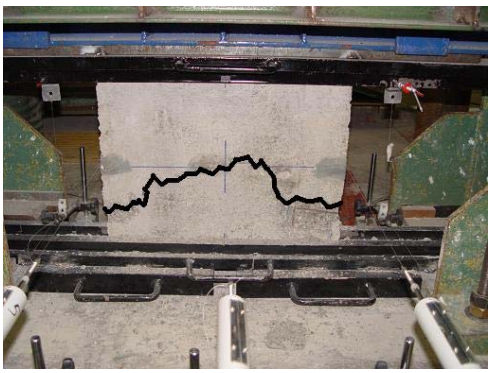
(g) Painel M3a

(h) Painel M3b

(i) Painel M3c

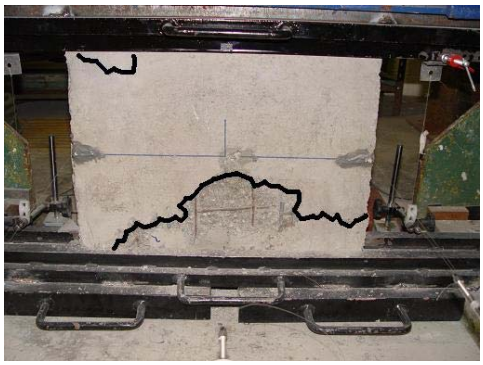
FIGURA A.3 - Ruptura dos painéis da etapa 2 (parte 2)

(a) Painel C1a

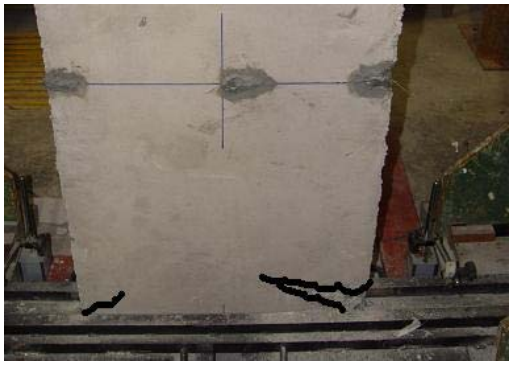


(b) Painel C1b

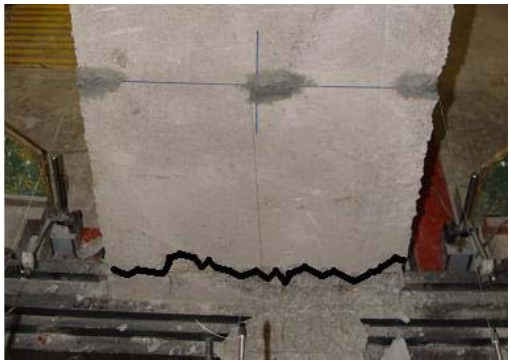
FIGURA A.4 - Ruptura dos painéis da etapa 3 (parte 1)



(c) Painel C1c



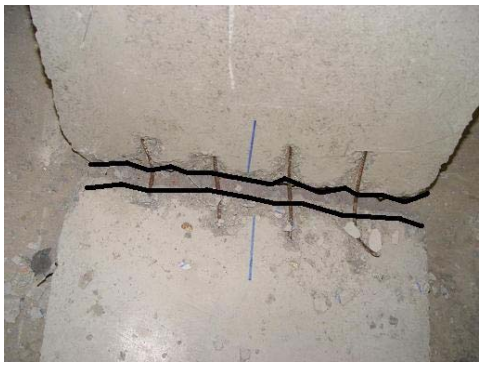
(d) Painel C2a



(e) Painel C2b

(f) Painel C2c

(g) Painel C3a



(h) Painel C3b

(h) Painel C3c

FIGURA A.5 - Ruptura dos painéis da etapa 3 (parte 2)

ANEXO B - GRÁFICOS DE CARGA X DEFORMAÇÃO NO CONCRETO E NO AÇO

As relações carga x deformações nos materiais concreto e aço dos perfis foram obtidas para cada painel da etapa 1 e são apresentadas neste item. As deformações foram expressas em "*microstrains*" que equivalem a 1,0 x 10^{-6} e para uma melhor compreensão dos fenômenos envolvidos, a cargas correspondentes ao aparecimento das primeiras fissuras foram destacadas nos gráficos.

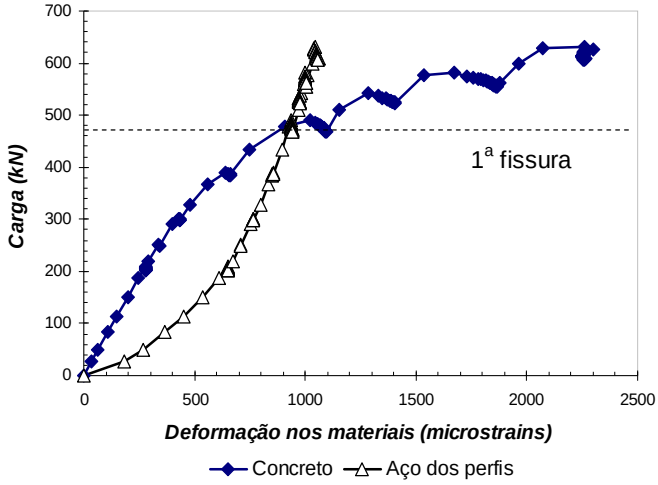


FIGURA B.1 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE1

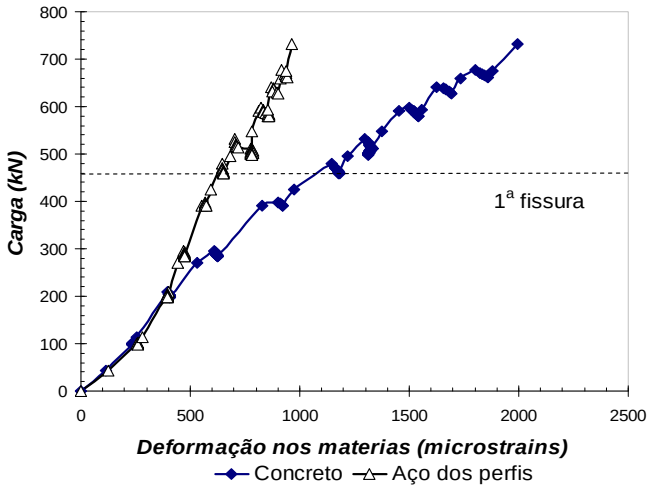


FIGURA B.2 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE2

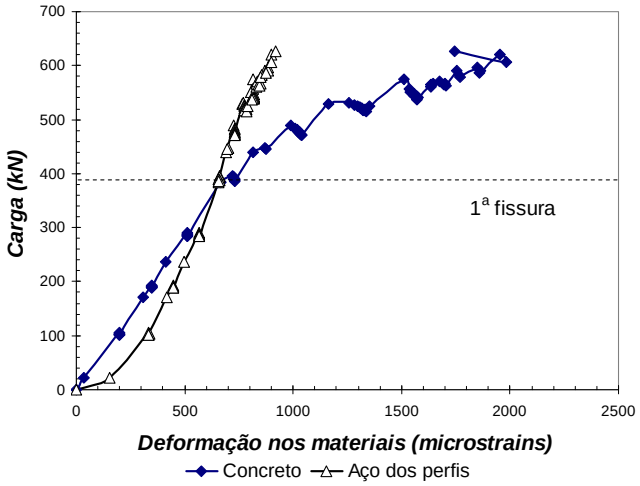


FIGURA B.3 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE3

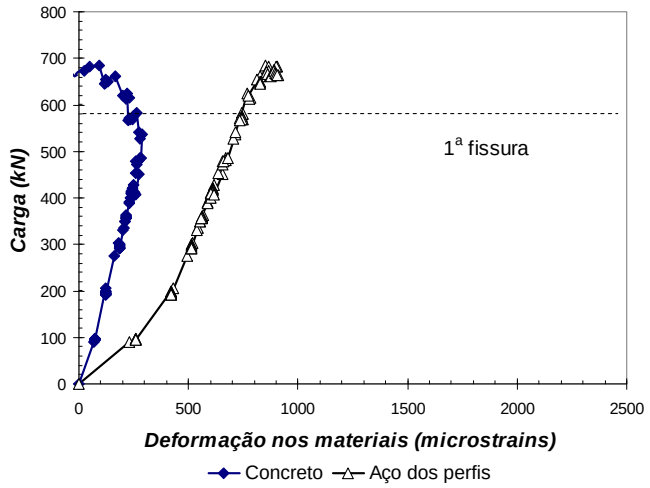


FIGURA B.4 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE4

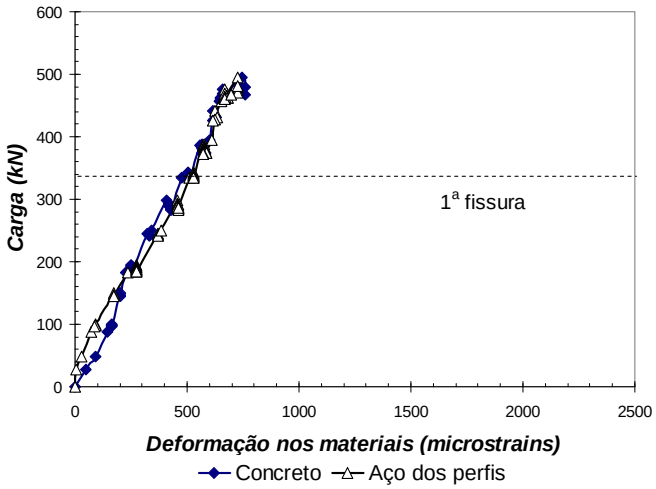


FIGURA B.5 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE5

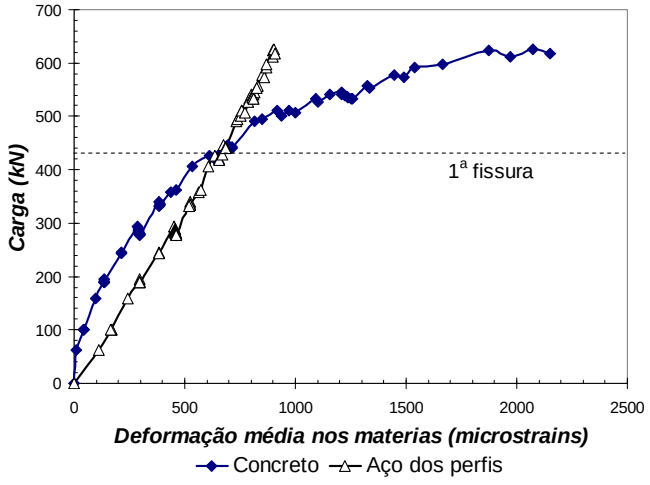


FIGURA B.6 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE6

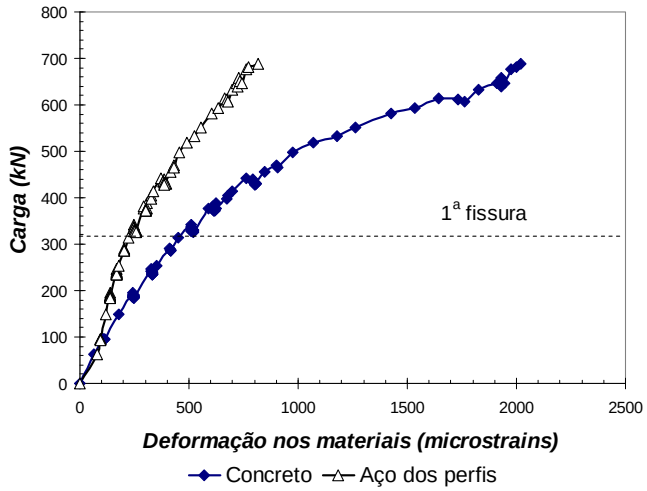


FIGURA B.7 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE7

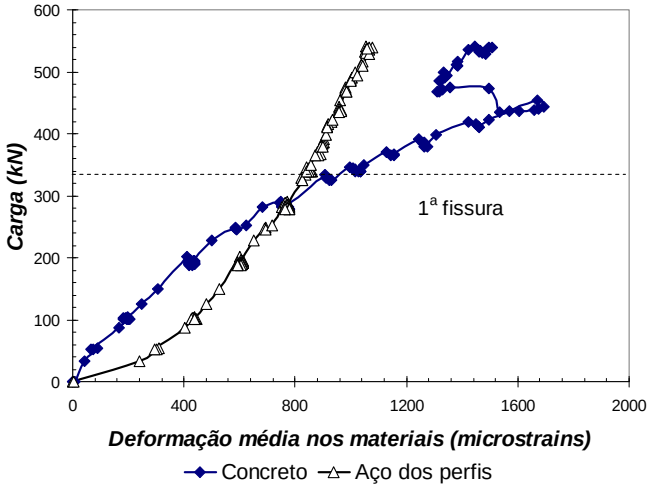


FIGURA B.8 - Carga x deformação nos materiais concreto e aço - Painel CLE8

ANEXO C - GRÁFICOS DE CARGA X DEFORMAÇÃO NAS TELAS SOLDADAS

As relações carga x deformações nas barras de aço das telas soldadas são exibidas neste item, a partir das leituras nos extensômetros elétricos situados conforme o desenho esquemático da FIG 4.21. As deformações foram também apresentadas em "*microstrains*" e para uma melhor compreensão dos fenômenos, as cargas correspondentes ao aparecimento da primeira fissura foram também destacadas nos gráficos que seguem.

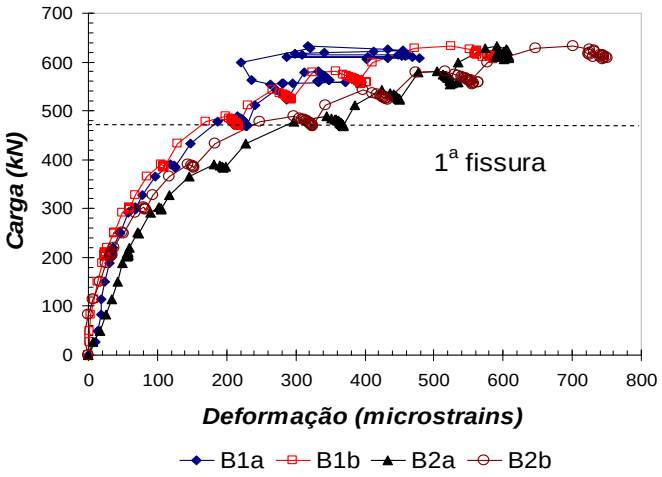


FIGURA C.1 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE1

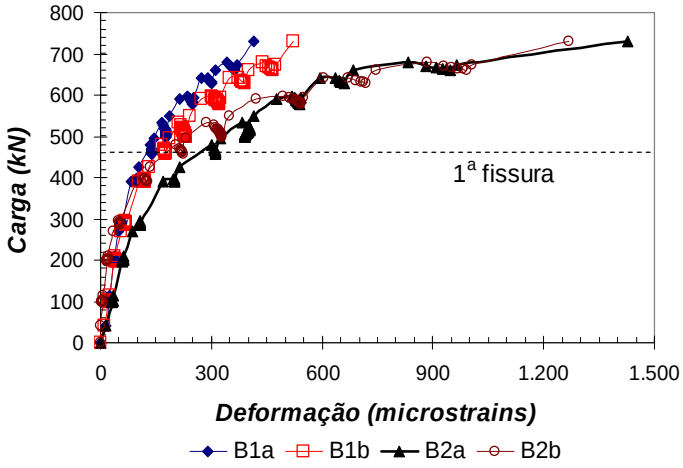


FIGURA C.2 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE2

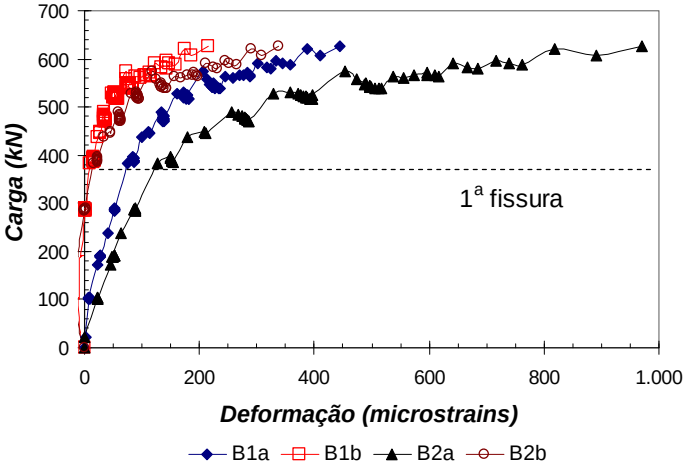


FIGURA C.3 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE3

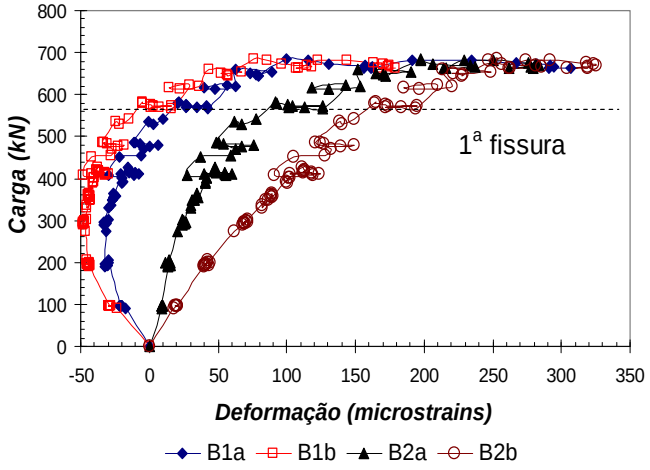


FIGURA C.4 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE4

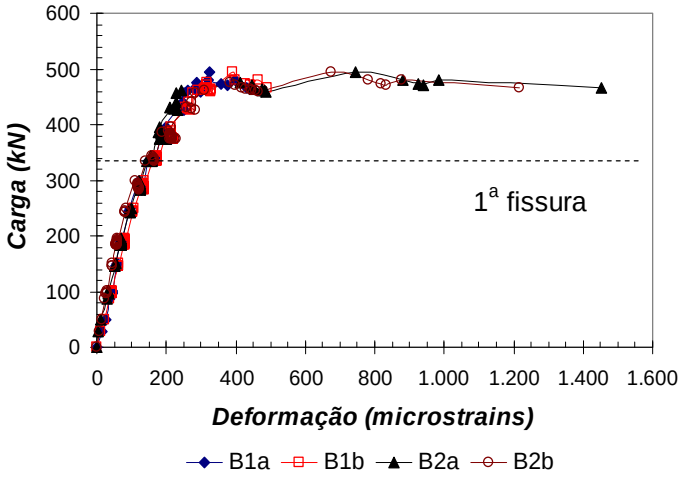


FIGURA C.5 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE5

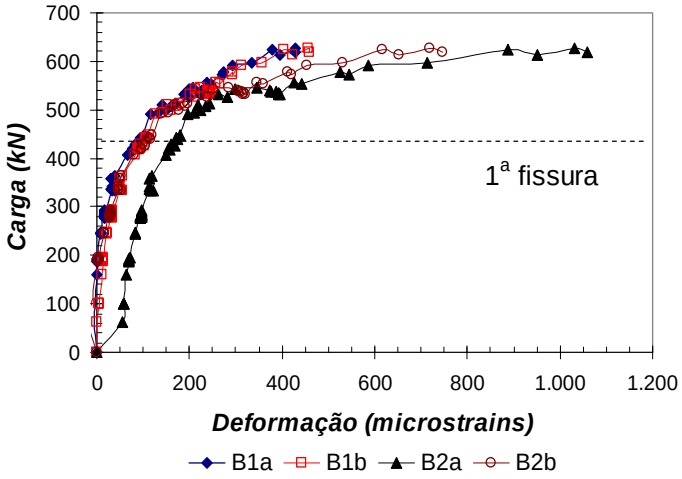


FIGURA C.6 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE6

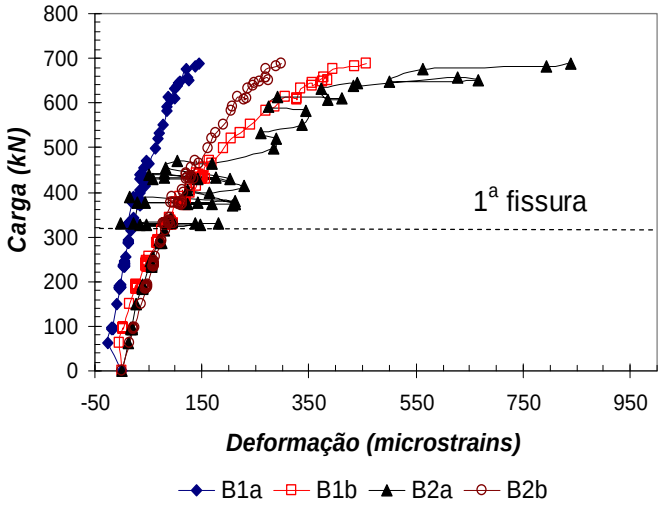


FIGURA C.7 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE7

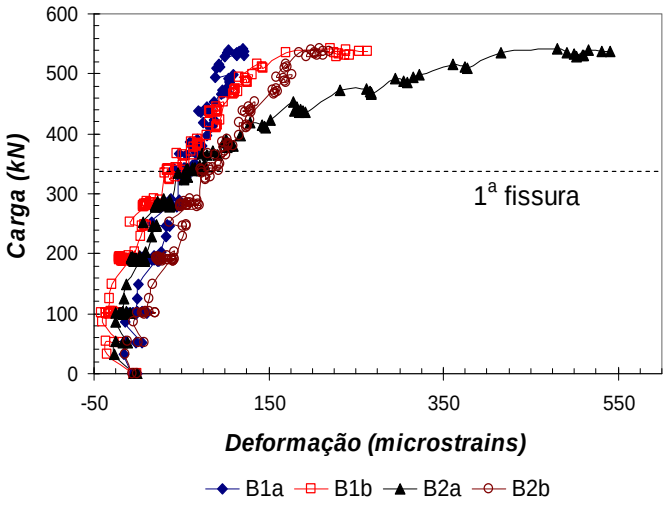
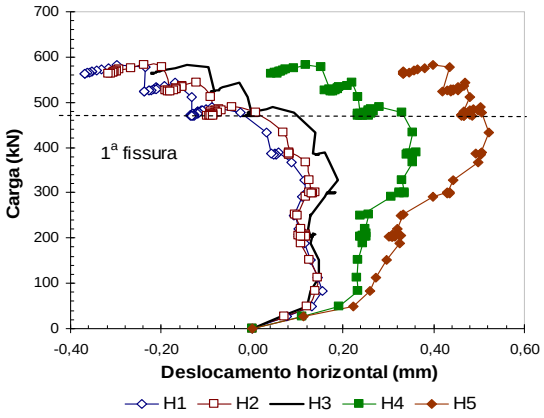


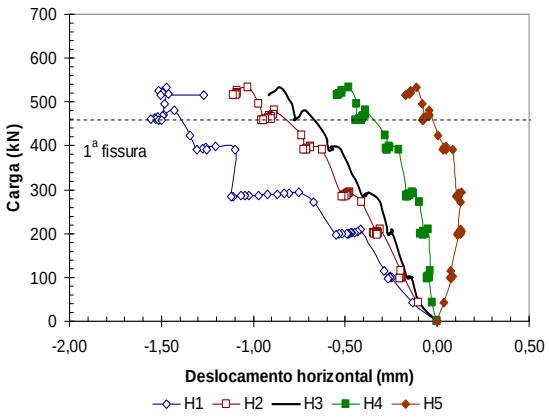
FIGURA C.8 - Carga x deformação nas armaduras transversais - Painel CLE8

ANEXO D - GRÁFICOS DE CARGA X DESLOCAMENTO HORIZONTAL

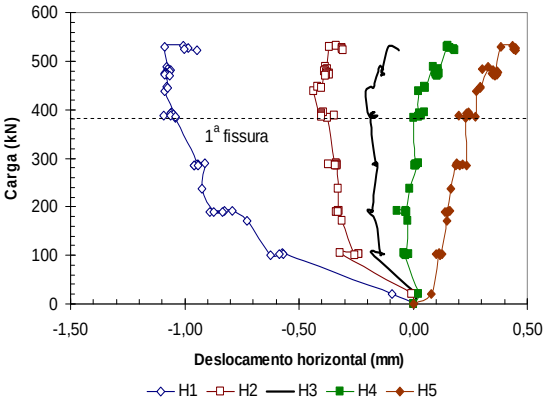
As relações carga x deslocamento horizontal para a superfície na altura média de cada painel são apresentadas neste item. Como convenção, os deslocamentos na direção da superfície frontal dos painéis foram representados com valores positivos e os deslocamentos opostos à superfície frontal, com valores negativos.



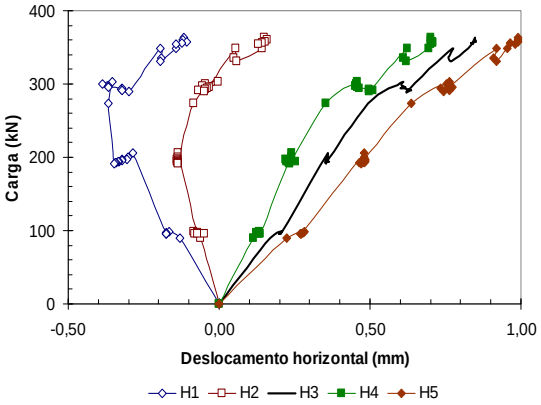
(a) Painel CLE1



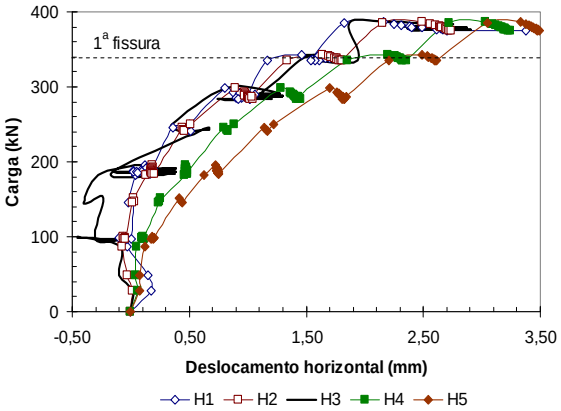
(b) Painel CLE2



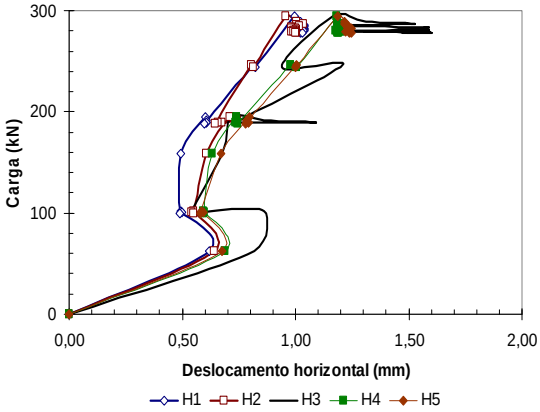
(c) Painel CLE3



(d) Painel CLE4

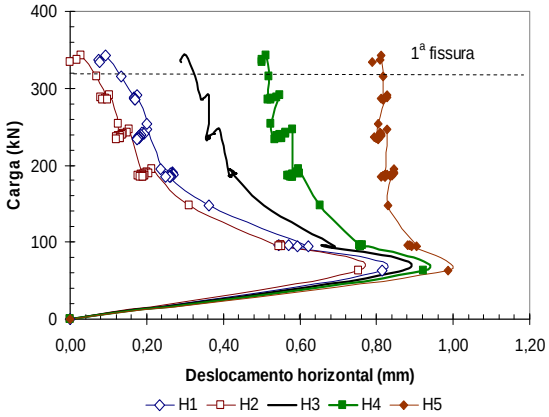


(e) Painel CLE5

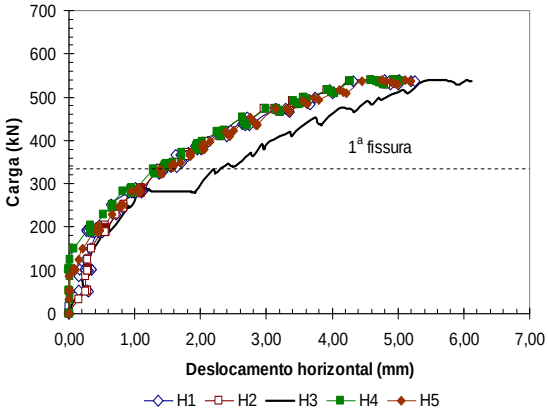


(f) Painel CLE6

FIGURA D.1 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 1 (parte 1)

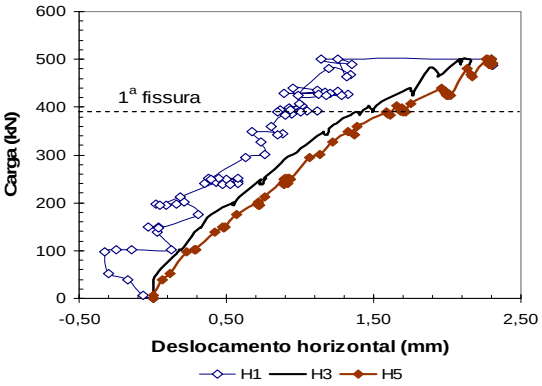


(g) Painel CLE7

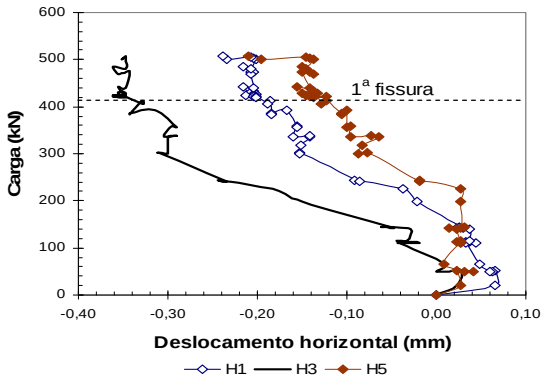


(h) Painel CLE8

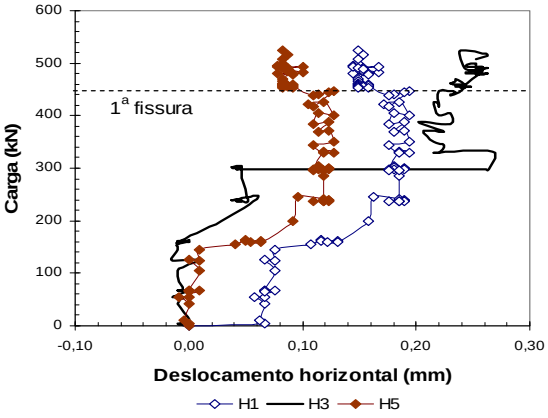
FIGURA D.2 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 1 (parte 2)



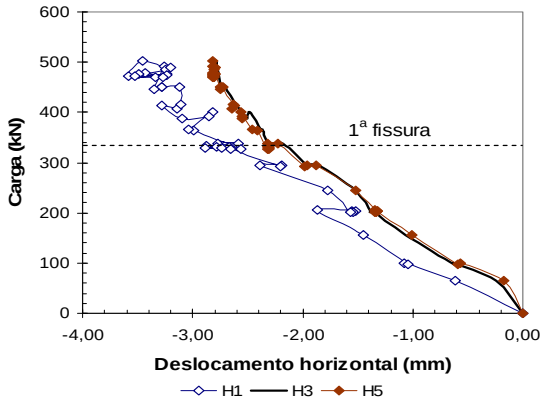
(a) Painel M1a



(b) Painel M1b

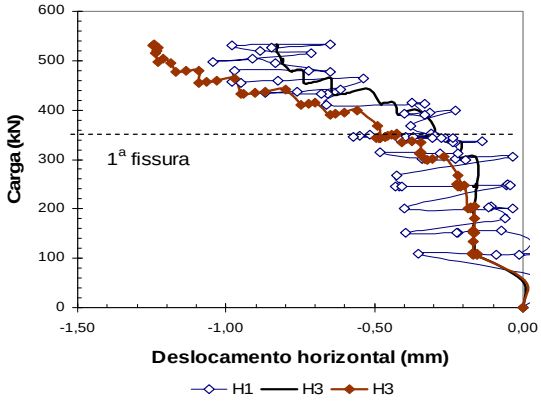


(c) Painel M1c

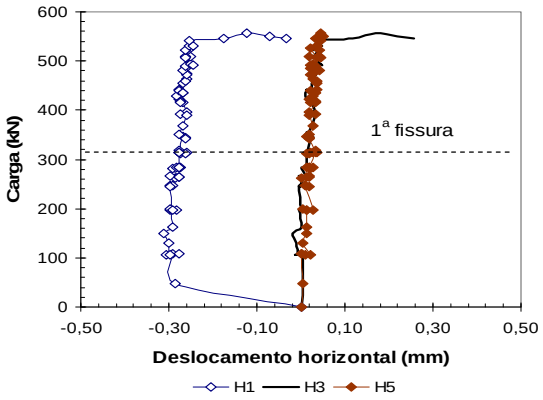


(d) Painel M2a

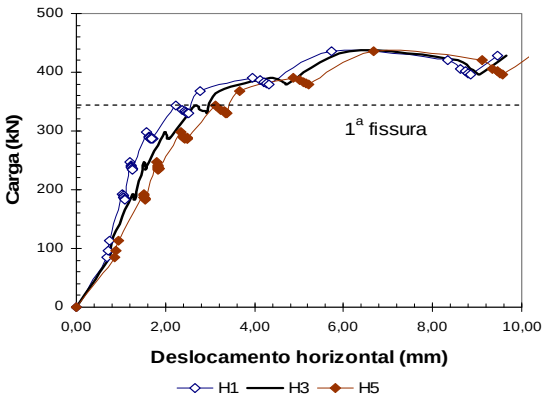
FIGURA D.3 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 2 (parte 1)



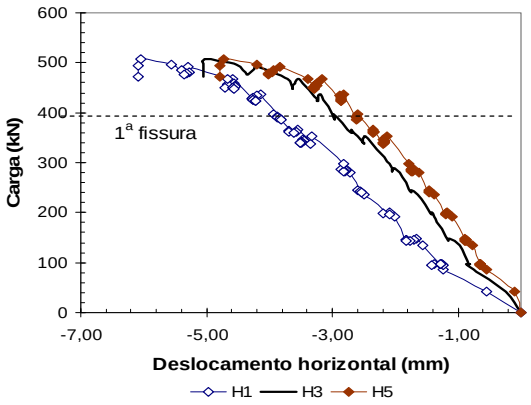
(e) Painel M2b



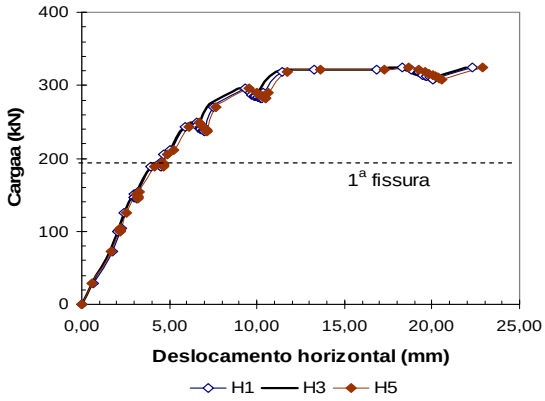
(f) Painel M2c



(g) Painel M3a

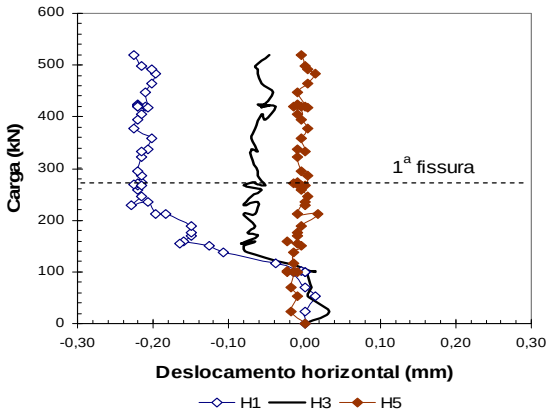


(h) Painel M3b

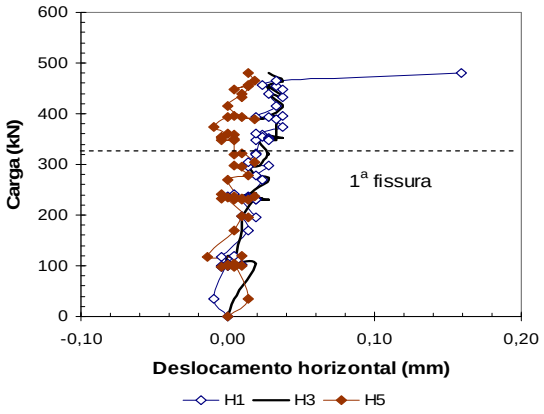


(i) Painel M3c

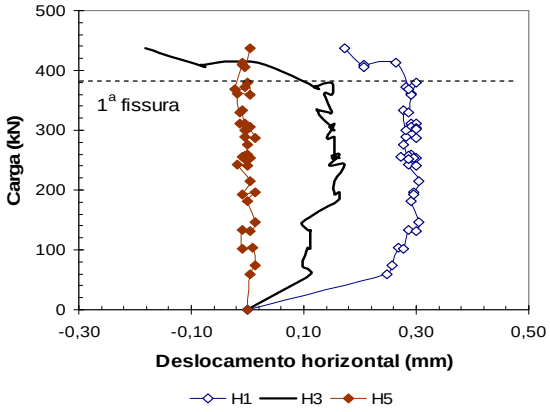
FIGURA D.4 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 2 (parte 2)



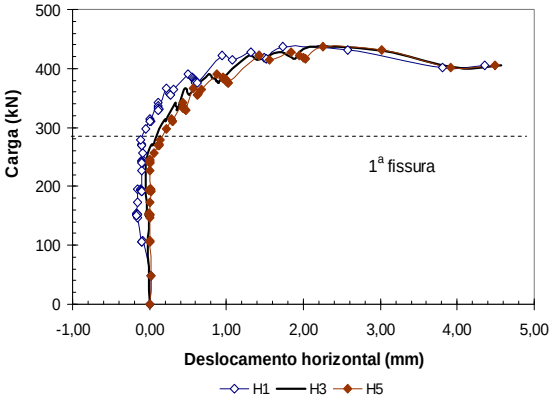
(a) Painel C1a



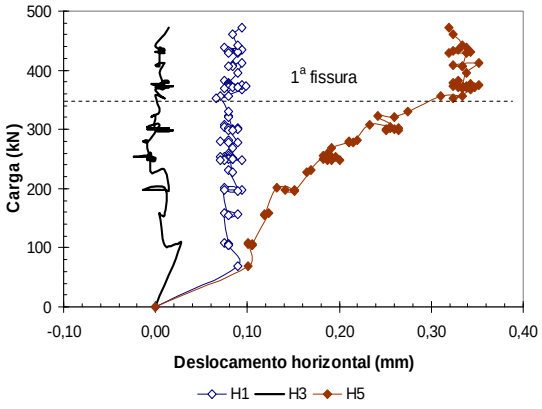
(b) Painel C1b



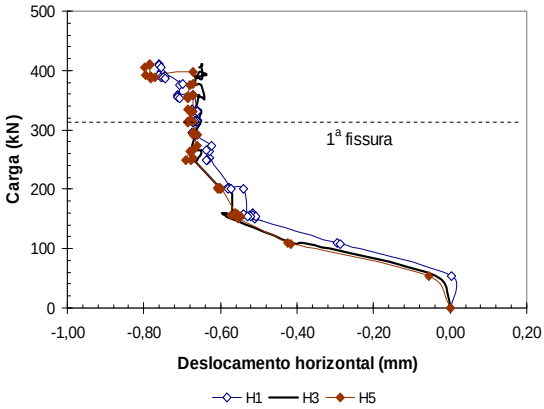
(c) Painel C1c



(d) Painel C2a

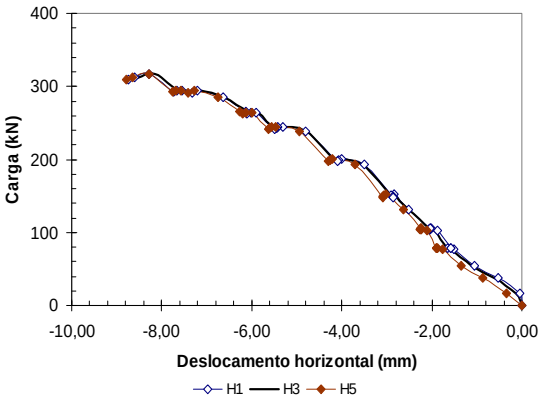


(e) Painel C2b

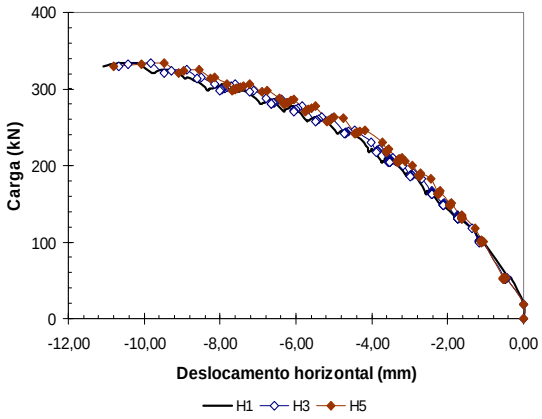


(f) Painel C2c

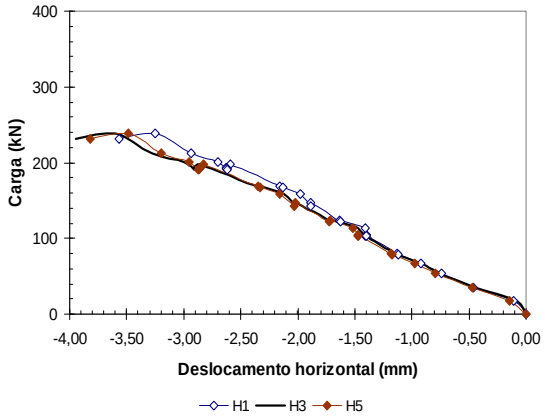
FIGURA D.5 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 3 (parte 1)



(g) Painel C3a



(h) Painel C3b



(i) Painel C3c

FIGURA D.6 - Carga x deslocamento horizontal dos painéis da etapa 3 (parte 2)

Livros Grátis

(http://www.livrosgratis.com.br)

Milhares de Livros para Download:

Baixar livros de Administração
Baixar livros de Agronomia
Baixar livros de Arquitetura
Baixar livros de Artes
Baixar livros de Astronomia
Baixar livros de Biologia Geral
Baixar livros de Ciência da Computação
Baixar livros de Ciência da Informação
Baixar livros de Ciência Política
Baixar livros de Ciências da Saúde
Baixar livros de Comunicação
Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE
Baixar livros de Defesa civil
Baixar livros de Direito
Baixar livros de Direitos humanos
Baixar livros de Economia
Baixar livros de Economia Doméstica
Baixar livros de Educação
Baixar livros de Educação - Trânsito
Baixar livros de Educação Física
Baixar livros de Engenharia Aeroespacial
Baixar livros de Farmácia
Baixar livros de Filosofia
Baixar livros de Física
Baixar livros de Geociências
Baixar livros de Geografia
Baixar livros de História
Baixar livros de Línguas

Baixar livros de Literatura
Baixar livros de Literatura de Cordel
Baixar livros de Literatura Infantil
Baixar livros de Matemática
Baixar livros de Medicina
Baixar livros de Medicina Veterinária
Baixar livros de Meio Ambiente
Baixar livros de Meteorologia
Baixar Monografias e TCC
Baixar livros Multidisciplinar
Baixar livros de Música
Baixar livros de Psicologia
Baixar livros de Química
Baixar livros de Saúde Coletiva
Baixar livros de Serviço Social
Baixar livros de Sociologia
Baixar livros de Teologia
Baixar livros de Trabalho
Baixar livros de Turismo