

**REFORÇO DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO POR MEIO DE
ENCAMISAMENTO COM CONCRETO
DE ALTO DESEMPENHO**

ADILSON ROBERTO TAKEUTI

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Professor Titular João Bento de Hanai

SÃO CARLOS
1999

Aos meus pais Toshio e Eliza Midori,
ao meu avô Tando (*in memoriam*),
agradeço o carinho e o incentivo
ao longo de todos esses anos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus irmãos Ramilson, Marta e Elizabete juntamente com o seu marido Joni, pelo apoio e incentivo constantes ao longo deste trabalho.

Ao meu orientador Prof. Tit. João Bento de Hanai, pela cuidadosa orientação profissional. Pelo apoio e paciência indispensáveis ao longo deste trabalho.

Ao Professor Toshiaki Takeya, pela orientação e esclarecimentos prestados na fase experimental deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, pelas importantes contribuições e sugestões relativas ao trabalho.

Aos funcionários dos Laboratórios de Estruturas, Construção Civil, Mecânica das Rochas e Estruturas de Madeira, pelo apoio na experimentação e nos ensaios complementares.

À Bibliotecária Maria Nadir Minatel e a Secretária da pós-graduação Rosi Ap. Jordão Rodrigues.

Aos colegas de Pós-graduação, pela amizade.

Aos demais funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, pelo apoio.

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de estudo concedida.

À FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo auxílio financeiro à pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE DIAGRAMAS	i
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE FOTOS.....	vii
LISTA DE TABELAS	viii
LISTA DE SÍMBOLOS	x
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	1
1.1 INTRODUÇÃO.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 APRESENTAÇÃO.....	3
1.4 CONCEITOS BÁSICOS.....	4
1.5 PATOLOGIAS EM PILARES DE CONCRETO ARMADO	6
1.6 MÉTODOS DE REFORÇO DE PILARES.....	11
1.6.1 REFORÇO COM USO DE CONCRETO.....	12
1.6.2 REFORÇO COM USO DE ELEMENTOS METÁLICOS.....	17
1.6.3 REFORÇO COM USO DE MATERIAIS COMPÓSITOS	20
1.6.4 REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS COM USO DE PROTENSÃO	21
CAPÍTULO 2: MATERIAIS EMPREGADOS.....	23
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	23
2.2 CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO.....	23
2.2.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	25
2.2.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	25
2.2.1.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	26
2.2.1.3 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL	27
2.2.1.4 COEFICIENTE DE POISSON	28

2.2.1.5 RELAÇÃO TENSÃO x DEFORMAÇÃO.....	29
2.3 CONCRETO COM ADIÇÃO DE FIBRAS.....	30
2.3.1 TRABALHABILIDADE.....	31
2.3.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO	31
2.4 AÇOS	33
2.5 TELAS SOLDADAS	33
2.6 FIBRAS DE AÇO	33
CAPÍTULO 3: ESTUDO SOBRE REFORÇO DE PILARES	35
3.1 ESTUDOS SOBRE REFORÇO DE PILARES	35
CAPÍTULO 4: ANÁLISE TEÓRICA	51
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	51
4.2 CAPACIDADE RESISTENTE.....	51
4.2.1 MODELOS DE CÁLCULO.....	53
4.3 CONFINAMENTO	54
4.3.1 MODELOS DE CONFINAMENTO.....	56
4.3.1.1 MODELO ADAPTADO DE CUSSON & PAULTRE (1993)	58
4.3.1.2 MODELO ADAPTADO DE SAATCIOGLU & RAZVI (1992)	60
4.3.1.3 MODELO ADAPTADO DE FRANGOUE et al. (1995).....	61
4.4 DUCTILIDADE.....	62
4.4.1 ACI 544.2R-89	63
4.4.2 ASTM C1018-94.....	65
4.4.3 JSCE SF5.....	65
4.4.4 ADAPTAÇÃO DOS MODELOS	67
4.4.5 MODELO ALTERNATIVO.....	68
CAPÍTULO 5: ANÁLISE EXPERIMENTAL	71
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	71
5.2 MATERIAIS	73
5.2.1 ADITIVO.....	73

5.2.2	AGREGADOS.....	73
5.2.3	ÁGUA.....	75
5.2.4	CIMENTO.....	75
5.2.5	SÍLICA ATIVA.....	75
5.3	ESTUDO DE DOSAGEM	76
5.4	MODELO PILOTO.....	77
5.4.1	MOLDAGEM E ARMADURAS.....	79
5.4.2	INSTRUMENTAÇÃO	80
5.4.3	ENSAIO.....	81
5.4.3	RESULTADOS E COMENTÁRIOS	82
5.5	MODELOS DEFINITIVOS	84
5.5.1	ARMADURAS.....	85
5.5.2	FORMAS E MOLDAGEM.....	86
5.5.3	INSTRUMENTAÇÃO	89
5.5.4	PROCEDIMENTO DE ENSAIO	90
5.5.5	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS EXECUTADOS	91
5.5.5.1	SÉRIE 1	91
5.5.5.2	SÉRIE 2	93
5.5.5.3	SÉRIE 3	95
5.5.5.4	SÉRIE 4	100
5.5.6	RESULTADOS	100
5.5.6.1	SÉRIE 01	102
5.5.6.2	SÉRIE 02	107
5.5.6.3	SÉRIE 03	113
5.5.6.4	SÉRIE 04	122
5.5.6.5	DEFORMAÇÕES NA FORÇA DE RUÍNA	129
5.6	ENSAIOS COMPLEMENTARES.....	130
5.6.1	BARRAS DE AÇO	130
5.6.2	TELAS SOLDADAS	132
5.6.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO DO CONCRETO	133

CAPÍTULO 6: ANÁLISE DOS RESULTADOS	138
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	138
6.2 FATOR DE CORREÇÃO DA MÁQUINA DE ENSAIO.....	138
6.3 GRÁFICOS DE DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO E DAS FACES DO CONCRETO DOS MODELOS	142
6.3.1 MODELOS DE REFERÊNCIA.....	142
6.3.2 MODELOS REFORÇADOS	144
6.3.3 COMPARAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES MÁXIMAS NAS BARRAS DOS PILARES DE REFERÊNCIA E NAS BARRAS DO NÚCLEO DOS PILARES REFORÇADOS.....	146
6.4 CAPACIDADE RESISTENTE.....	147
6.4.1 MODELOS DE REFERÊNCIA.....	147
6.4.2 MODELOS REFORÇADOS	149
6.5 CONFINAMENTO	151
6.5.1 MODELOS DE REFERÊNCIA.....	151
6.5.2 MODELOS REFORÇADOS	154
6.5.3 GRAU DE CONFINAMENTO.....	157
6.6 CONVERSÃO DOS GRÁFICOS	159
6.7 DUCTILIDADE.....	162
6.7.1 MODELOS DE REFERÊNCIA.....	162
6.7.2 MODELOS REFORÇADOS	166
CAPÍTULO 7: CONCLUSÕES	170
7.1 CONCLUSÕES.....	170
7.2 CONTINUIDADE DO TRABALHO	173
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	181

LISTA DE DIAGRAMAS

CAPÍTULO 5

Diagrama 5.1 – Diagrama das barras de aço do modelo S1C1R	102
Diagrama 5.2 – Diagrama das faces do concreto do modelo S1C1R	102
Diagrama 5.3 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S1C1R....	103
Diagrama 5.4 – Diagrama das barras de aço do modelo S1C1S.....	103
Diagrama 5.5 – Diagrama das faces do concreto do modelo S1C1S.....	104
Diagrama 5.6 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S1C1S	104
Diagrama 5.7 – Diagrama das barras de aço do modelo S1C2R	105
Diagrama 5.8 – Diagrama das faces do concreto do modelo S1C2R	105
Diagrama 5.9 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S1C2R....	106
Diagrama 5.10 – Diagrama das barras de aço do modelo S1C2S.....	106
Diagrama 5.11 – Diagrama do conjunto do modelo S1C2S	107
Diagrama 5.12 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C1R	107
Diagrama 5.13 – Diagrama das faces do concreto do modelo S2C1R	108
Diagrama 5.14 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C1R..	108
Diagrama 5.15 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C1S.....	109
Diagrama 5.16 – Diagrama das faces do concreto do modelo S2C1S.....	109
Diagrama 5.17 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C1S ..	110
Diagrama 5.18 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C2R	110
Diagrama 5.19 – Diagrama das faces de concreto do modelo S2C2R.....	111
Diagrama 5.20 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C2R..	111
Diagrama 5.21 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C2S.....	112
Diagrama 5.22 – Diagrama das faces de concreto do modelo S2C2S	112
Diagrama 5.23 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C2S ..	113
Diagrama 5.24 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C1R	113
Diagrama 5.25 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C1R.....	114
Diagrama 5.26 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C1R..	114
Diagrama 5.27 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C1S.....	115
Diagrama 5.28 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C1S.....	115

Diagrama 5.29 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C1S ..	116
Diagrama 5.30 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C2R	116
Diagrama 5.31 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C2R.....	117
Diagrama 5.32 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C2R..	117
Diagrama 5.33 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C2S.....	118
Diagrama 5.34 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C2S	118
Diagrama 5.35 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C2S ..	119
Diagrama 5.36 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C3R	119
Diagrama 5.37 – Diagrama das faces do concreto do modelo S3C3R	120
Diagrama 5.38 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C3R..	120
Diagrama 5.39 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C3S.....	121
Diagrama 5.40 – Diagrama das faces do concreto do modelo S3C3S.....	121
Diagrama 5.41 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C3S ..	122
Diagrama 5.42 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C1R	122
Diagrama 5.43 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C1R	123
Diagrama 5.44 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C1R..	123
Diagrama 5.45 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C2R	124
Diagrama 5.46 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C2R	124
Diagrama 5.47 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C2R..	125
Diagrama 5.48 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C3R	125
Diagrama 5.49 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C3R	126
Diagrama 5.50 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C3R.	126
Diagrama 5.51 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C4R	127
Diagrama 5.52 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C4R	127
Diagrama 5.53 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C4R..	128
Diagrama 5.54 – Diagrama do conjunto de todos os modelos reforçados.....	128
Diagrama 5.55 – Diagrama força x deformação da barra de 6,3mm	131
Diagrama 5.56 – Diagrama força x deformação da barra de 8,0mm	131
Diagrama 5.57 – Diagrama Força x Deformação da tela soldada.....	133
Diagrama 5.58 – Diagrama Força x Deformação do concreto comum.....	136

Diagrama 5.59 – Diagrama Força x Deformação do concreto de alta resistência ...	136
Diagrama 5.60 – Diagrama Força x Deformação do concreto de alta resistência com adição de fibras de aço	137

CAPÍTULO 6

Diagrama 6.1 – Diagrama de todos os pilares de referência	140
Diagrama 6.2 – Diagrama de todos os pilares reforçados.....	141
Diagrama 6.3 – Diagrama comparativo da capacidade resistente dos modelos de referência.....	148
Diagrama 6.4 – Comparativo dos modelos de cálculo dos pilares reforçados.....	150
Diagrama 6.5 – Diagrama comparativo dos modelos de confinamento	153
dos pilares de referência.....	153
Diagrama 6.6 – Diagrama comparativo dos modelos de confinamento dos pilares reforçados.....	156
Diagrama 6.7 – Diagrama Força x Deslocamento dos pilares de referência	160
Diagrama 6.8 – Diagrama Força x Deslocamento dos Pilares Reforçados.....	161
Diagrama 6.9 – Diagrama dos índices do modelo alternativo	165
Diagrama 6.10 – Diagrama dos índices do modelo proposto para pilares reforçados	168

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Hipóteses para solução de estruturas com desempenho insatisfatório (modificada de SOUZA e RIPPER,1998).....	5
Figura 1.2 - Relação da origem dos problemas patológicos com relação as fases de produção e uso das obras civis (modificada de HELENE,1992)	5
Figura 1.3 Acropolis - Atenas(Grécia)	6
Figura 1.4 - Fissuras de pega ou falsa pega (modificada de HELENE,1992)	8
Figura 1.5 - Fissuras de concretagem simultânea (modificada de HELENE,1992)	8
Figura 1.6 - Fissuras de junta de concretagem (modificada de HELENE,1992)	8
Figura 1.7 - Fissuras de má distribuição de estribos (modificada de HELENE,1992)	9
Figura 1.8 - Fissuras devidas a esforços (modificada de VANDERLEI,1996)	9
Figura 1.9 - Fissuras devidas à corrosão da armadura (modificada de HELENE,1992).....	9
Figura 1.10 - Avarias devido ações excepcionais (CEB162,1983)	10
Figura 1.11 - Fissuras devidas recalque diferencial (modificada de VANDERLEI,1996)	10
Figura 1.12: Vista do local do desabamento do Edifício Palace II - Rio de Janeiro-RJ (Brasil)	11
Figura 1.13 - Configurações de reforço (modificada de VALLE,1983)	13
Figura 1.14 - Reforço com utilização de concreto projetado (modificado de HELENE,1992)	14
Figura 1.15 - Reforço por cintamento (modificado de HELENE,1992)	15
Figura 1.16 - Reforço por cintamento (CÁNOVAS,1988)	17
Figura 1.17 - Reforço com utilização de elemento metálicos(CÁNOVAS,1988)	18
Figura 1.18 - Continuidade de reforço metálico (CÁNOVAS,1988)	19
Figura 1.19 - Aplicações de reforço com material compósito	21
Figura 1.20 - Redistribuição de esforços pela aplicação de protensão exterior (modificada de CÁNOVAS ,1988)	22

Figura 1.21 – Eliminação de uma parte de pilar danificado por efeito de redistribuição de esforços (modificada de VALLE,1993)	22
---	----

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Tipos de fibra.....	34
----------------------------------	----

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Pilares ensaiados por ORTIZ e DIAZ(1975).....	36
Figura 3.2 – Detalhe dos modelos ensaiados (BETT et al.,1988).....	38
Figura 3.3 - Características geométricas da série 1 (ERSOY et al.,1993)	39
Figura 3.4 - Características geométricas da série 2 (ERSOY et al.,1993)	40
Figura 3.5 - Características geométricas dos modelos (GANESAN e ANIL,1993) .	41
Figura 3.6 - Características dos modelos (TANAKA et al.,1994)	41
Figura 3.7 – Modelos após o ensaio (TANAKA et al.,1994)	42
Figura 3.8 - Características geométricas dos modelos (NEDWELL et al.,1994).....	42
Figura 3.9 - Características geométricas dos modelos em concreto (RAMIREZ ,1996)	43
Figura 3.10 - Características geométricas dos modelos em aço (RAMIREZ,1996) ..	44
Figura 3.11 – Vista do ensaio (HOWIE et al.,1996).....	45
Figura 3.12 – Vista do ensaio (DRITSOS,1997)	46
Figura 3.13 – Fôrmas e armaduras dos modelos (NETTO JÚNIOR e DUMET,1997)47	
Figura 3.14 – Esquema das chapas de aço (NETTO JÚNIOR e DUMET,1997)	47
Figura 3.15 – Detalhe do colapso dos modelos (NETTO JÚNIOR e DUMET,1997)48	
Figura 3.16: Detalhe dos modelos (RODRIGUEZ e SANTIAGO,1998).....	49

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Comportamento do concreto confinado.....	55
Figura 4.2.: Configuração da pressão lateral na seção dos modelos reforçados	57
Figura 4.3: Áreas de confinamento adotadas para o pilar reforçado.....	57

Figura 4.4: Representação das características do modelo de CUSSON & PAULTRE (1993).....	58
Figura 4.5: Comportamento do concreto confinado EUROCODE 8 (FRANGOU et al.,1995)	61
Figura 4.6 – Índices de tenacidade ACI 544.2R-89(1989).....	64
Figura 4.7 – Esquema de ensaio JSCE SF5(1984).....	66
Figura 4.8: Critério da JSCE SF5(1984) para determinação da tenacidade.....	67
Figura 4.9: Modelo adaptado para cálculo dos índices de ductilidade.....	68
Figura 4.10: Modelo proposto para análise da ductilidade dos modelos da pesquisa	69
Figura 4.11: Exemplo de caso onde o modelo não pode ser aplicado	70

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 - Processo construtivo do reforço	78
Figura 5.2 - Fôrma dos pilares de referência.....	78
Figura 5.3 - Fôrma para os pilares reforçados.....	79
Figura 5.4 - Armaduras do Pilar de Referência.....	80
Figura 5.5 - Armaduras do Reforço	80
Figura 5.6 - Instrumentação na seção intermediária do pilar	81
Figura 5.7 - Detalhe das chapas de topo e fundo	82
Figura 5.8 - Gráfico Força x Deformação	83
Figura 5.9 - Dimensões e Armaduras dos elementos.....	86
Figura 5.10 - Fôrma dos pilares reforçados.....	87
Figura 5.11 - Instrumentação na seção média dos modelos.....	89
Figura 5.12 – Legenda dos dados constituintes dos gráficos de resultado.....	101

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 – Seções transversais dos modelos de pilares reforçados	151
--	-----

LISTA DE FOTOS

CAPÍTULO 5

Foto 5.1 - Fotos fôrma e moldagem dos pilares de referência	88
Foto 5.2 - Fotos fôrma e moldagem dos pilares reforçados	88
Foto 5.3 - Moldagem dos corpos-de-prova	89
Foto 5.4 - Vista da máquina universal com o modelo	90
Foto 5.5 - Fotos da ruína dos modelos S1C2S e S1C2R	91
Foto 5.6 - Fotos da ruína dos modelos S1C1S e S1C1R	93
Foto 5.7 - Fotos da ruína dos modelos S2C1S e S2C1R	94
Foto 5.8 - Fotos da ruína dos modelos S2C2S e S2C2R	95
Foto 5.9 - Armadura de reforço do modelo S3C1S	96
Foto 5.10 - Fotos da ruína dos modelos S3C1S e S3C1R	97
Foto 5.11 - Fotos da ruína dos modelos S3C2S e S3C2R	98
Foto 5.12 - Armadura de reforço do modelo S3C3S	98
Foto 5.13 - Fotos da ruína dos modelos S3C3S e S3C3R	99
Foto 5.14 - Fotos da ruína dos modelos da série 4.....	100
Foto 5.15 – Visualização da máquina de ensaio	132
Foto 5.16 – Visualização da tela instrumentada	132
Fotos 5.17 – Esquemas de ensaio.....	134
Foto 5.18 – Ensaio com controle de deslocamento.....	135

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Expressões para cálculo do módulo de deformação longitudinal(BACCIN,1998).....	28
---	----

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de ORTIZ e DIAZ (1975)	37
--	----

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 - Graus de confinamento segundo CUSSON & PAULTRE (1993)	60
--	----

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 - Análise granulométrica do agregado miúdo	73
Tabela 5.2 - Análise granulométrica do agregado graúdo do C.A.D.	74
Tabela 5.3 - Análise granulométrica do agregado graúdo do concreto comum.....	75
Tabela 5.4 - Traços utilizados para obtenção do concreto de alto desempenho.	76
Tabela 5.5 - Traços utilizados para obtenção do concreto de alto desempenho.	77
Tabela 5.6 - Resultados dos Ensaios	83
Tabela 5.7 - Descrição das séries definitivas	85
Tabela 5.8 – Deformações lidas na força de ruína dos modelos.....	129
Tabela 5.9 – Propriedades das barras de aço do modelo piloto.....	130
Tabela 5.10 – Propriedades das barras de aço dos modelos definitivos	130
Tabela 5.11 – Resultados dos ensaios dos corpos-de-prova de concreto	134

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1 – Comparação da deformação das barras nos modelos de referência e reforçados.....	146
Tabela 6.2 – Resultados da capacidade resistente dos pilares de referência.....	147
Tabela 6.3 – Resultados da capacidade resistente dos pilares reforçados.....	149

Tabela 6.4: Resultados dos modelos de referência – CUSSON & PAULTRE(1993)	152
Tabela 6.5: Resultados dos modelos de referência – SAATCIOGLU & RAZVI(1992)	152
Tabela 6.6: Resultados dos modelos de referência – FRANGOUE et al. (1995).....	153
Tabela 6.7: Resultados dos modelos reforçados – CUSSON & PAULTRE(1993)	155
Tabela 6.8: Resultados dos modelos reforçados – SAATCIOGLU & RAZVI(1992)	155
Tabela 6.9: Resultados dos modelos reforçados – FRANGOUE et al. (1995)	156
Tabela 6.10 – Grau de confinamento dos modelos de referência	158
Tabela 6.11 – Grau de confinamento dos modelos reforçados	159
Tabela 6.12: Índices de ductilidade dos pilares de referência – ASTM C1018-94.	163
Tabela 6.13: Índices de ductilidade dos pilares de referência – JSCE SF5	164
Tabela 6.14: Índices de ductilidade dos pilares de referência – Modelo alternativo	165
Tabela 6.15: Índices de ductilidade dos pilares reforçados – ASTM C1018-94.....	166
Tabela 6.16: Índices de ductilidade dos pilares reforçados – JSCE SF5	167
Tabela 6.17: Índices de ductilidade dos pilares reforçados – Modelo alternativo ...	168

LISTA DE SÍMBOLOS

CAPÍTULO 1

a	diâmetro do núcleo de concreto;
A_c	área de concreto;
A_s'	área da seção transversal das barras e perfis de aço
B_i	área do núcleo de concreto;
F	força;
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão;
f_{yk}	resistência à tração característica do aço;
N	força axial;
t	espaçamento entre as barras espirais da armadura de cintamento;
ΔF	acréscimo de força;
ϕ	maior diâmetro das barras longitudinais;
γ_f	coeficiente de majoração de cargas;
γ_c	coeficiente de minoração da resistência do material;
γ_s	coeficiente de minoração da resistência do material;
λ	índice de esbeltez;

CAPÍTULO 2

C.A.D.	Concreto de Alto Desempenho;
C.A.R.	Concreto de Alta Resistência;
C.A.F.	Concreto com Adição de Fibras;
T.S.	Tela soldada;
$f_{t,D}$	resistência à tração por compressão diametral do concreto;
$f_{t,F}$	resistência à tração na flexão do concreto;
f_t	resistência à tração direta do concreto;
f_c	resistência do concreto à compressão;
E_c	módulo de deformação longitudinal do concreto;
w_c	peso próprio do concreto;

CAPÍTULO 4

F_u	capacidade resistente;
-------	------------------------

A_{ccad}	área de concreto da camisa de reforço;
f_{emcad}	resistência média do concreto da camisa de reforço;
A_c	área de concreto do pilar original;
f_{cm}	resistência média do concreto do pilar original;
A_s	área das armaduras longitudinais e das telas soldadas;
f_y	resistência do aço medida no diagrama força x deformação;
k_{mod}	coeficiente de modificação da resistência dos concretos;
k_{mod1}	coeficiente que leva em conta o acréscimo de resistência após os 28 dias de idade;
k_{mod2}	coeficiente que considera a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm;
k_{mod3}	coeficiente que leva em conta o efeito deletério da ação de longa duração;
f_l	pressão lateral nominal de confinamento;
f_{hcc}	tensão nos estribos para a máxima resistência do concreto confinado;
A_{shx}	área total de aço dos estribos na direção perpendicular a x;
A_{shy}	área total de aço dos estribos na direção perpendicular a y;
s	espaçamento de centro a centro entre os estribos;
c_x	dimensão do núcleo de concreto paralelo a x;
c_y	dimensão do núcleo de concreto paralelo a y;
K_e	coeficiente que relaciona a área de concreto do núcleo com a área confinada efetiva;
s'	espaçamento livre entre estribos;
ρ_c	taxa longitudinal de armadura em relação ao núcleo de concreto;
ω_l	distância livre entre duas barras longitudinais adjacentes;
f_{le}	pressão de confinamento efetiva ;
GC	grau de confinamento;
f_c	resistência do concreto não confinado;
f_{cc}	resistência do concreto confinado;
A_{sw}	área da armadura transversal;
B	distância de centro a centro da armadura longitudinal;
f_{cc}	resistência do concreto confinado;

f_{co}	resistência do concreto não confinado;
α	fator de redução, expressando a eficiência do confinamento;
ω_w	taxa mecânica de confinamento;
s	espaçamento dos estribos de centro à centro;
f_{yh}	tensão nos estribos para a máxima resistência do concreto confinado;
A_c	área de concreto confinada pelos estribos;
α	fator de redução;
α_n	fator de redução, expressando a eficiência do confinamento no plano da seção;
α_s	fator de redução, expressando a eficiência do confinamento ao longo do altura do modelo;
b	lado do núcleo confinado pelos estribos;
d	lado do núcleo confinado pelos estribos;
I_5	índice de tenacidade ASTM C1018(1994);
I_{10}	índice de tenacidade ASTM C1018(1994);
I_{30}	índice de tenacidade ASTM C1018(1994);
δ	deslocamento vertical na primeira fissura;
$R_{a,b}$	relação de tenacidade ASTM C1018(1994);
\bar{S}_c	índice de tenacidade à compressão JSCE SF5(1984);
τ_c	área sob a curva força x deslocamento até o limite de deslocamento JSCE SF5(1984);
δ_{tc}	deslocamento vertical correspondente a 0,75% de L/2 JSCE SF5(1984);
d	diâmetro do corpo de prova;

CAPÍTULO 5

a/c	relação água cimento;
f_{c7}	resistência à compressão do concreto aos 7 dias;
f_{c14}	resistência à compressão do concreto aos 14 dias;

RESUMO

TAKEUTI, A. R. (1999). *Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho.* São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este estudo apresenta os resultados de uma investigação experimental constituída de três séries de ensaio, cada uma envolvendo dois modelos: um pilar básico de concreto armado, representando o pilar a ser reforçado e um pilar reforçado por camisa de concreto de alto desempenho com várias características.

Todos os pilares básicos tinham a seção quadrada de 150 mm x 150 mm com altura de 1200 mm. Eles foram produzidos com concreto de 18 MPa de resistência nominal à compressão, armadura longitudinal com quatro barras de 8 mm de diâmetro e armadura transversal com estribos de 6.3mm de diâmetro com espaçamento de 90 mm. Os parâmetros que foram variados nas camisas de reforço foram: a) dois valores de espessura (t_j); b) três valores de taxa de armadura transversal (ρ_{sw}) utilizando telas soldadas ou armadura de estribos; c) adição de fibras curtas de aço. A resistência nominal à compressão do concreto utilizado em todas as camisas foi de 65 MPa, caracterizando-se portanto um concreto de alta resistência.

Os pilares foram submetidos à compressão axial por meio de uma máquina hidráulica servo-controlada. Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento, adotando-se uma velocidade de 0.005mm/s para o deslocamento do pistão.

A força aplicada e as deformações continuaram sendo medidas após o alcance da força de ruína, para se avaliar o comportamento pós-pico, até se atingir uma força residual de cerca de 50% da força de pico.

Modelos de cálculo da resistência última dos pilares reforçados foram analisados. Também foram testados modelos de confinamento e ductilidade para os elementos reforçados.

Palavras-chave: Pilares; Concreto de alto desempenho; Reforço; Encamisamento; Fibras de aço.

ABSTRACT

TAKEUTI, A. R. (1999). *Strengthening of reinforced concrete columns by means of high-performance concrete jacketing.* São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This study presents the results of an experimental investigation in three series of tests, each one involving two models: a basic reinforced concrete column, which represents the column to be strengthened, and an identical basic column strengthened by a high-performance concrete jacket with variable characteristics.

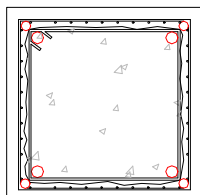
All the basic columns had a 150 mm x 150 mm square section and a 1,200 mm length. They were made of a 18 MPa nominal strength concrete and reinforced with four 8 mm diameter steel bars and 6.3mm diameter stirrups each. The jacket characteristics varied as follows: a) two thickness values (t_j); b) three values of transverse reinforcement ratio (ρ_{sw}) using welded wire steel meshes or ordinary stirrups; c) addition of short steel fibers. The nominal concrete compressive strength used in all the jackets was 65 MPa, therefore a high-strength concrete.

The columns were subjected to monotonic axial compression by means of a servo-controlled hydraulic machine. A displacement increasing rate of 0.005 mm/sec at the top of the column was adopted.

Load and strain measurements continued after the ultimate load to evaluate the post-peak behavior, up to a residual load-bearing capacity of about 50% of the peak load.

Several calculation hypotheses were tested to evaluate the ultimate strength of the rehabilitated columns. Also confinement mechanisms and ductility of the members were analyzed.

Keywords: Columns; High-Performance Concrete; Strengthening; Jacketing; Steel Fiber.



CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO

Testemunha-se nos últimos anos o surgimento de uma nova era na Construção Civil, na qual se enfatiza a qualidade em geral e particularmente a durabilidade das estruturas em concreto armado, tanto no âmbito nacional como no internacional. Apesar da busca incessante da qualidade, observa-se que determinadas patologias ainda persistem e que os métodos disponíveis para a sua prevenção e correção necessitam de aperfeiçoamentos.

Os agentes causadores dos problemas patológicos podem ser vários, como por exemplo: forças além das previstas em projeto, erros de projeto, variação da umidade, corrosão das armaduras, variações térmicas intrínsecas e extrínsecas ao concreto, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais, agentes atmosféricos, etc.

As conseqüências podem ser, por exemplo, um nível inadequado da segurança das estruturas (associada ao estado limite último) e das condições de utilização da construção (estados limites de utilização) que afetam as condições de higiene, estética e funcionalidade da estrutura.

Os métodos e técnicas de reabilitação das estruturas de concreto, apesar do rápido desenvolvimento, ainda se baseiam na experiência empírica acumulada, devido ao caráter artesanal e incomum dos processos de reabilitação, uma vez que cada problema enfrentado tem suas próprias características. Além disto, em muitos casos não existe uma metodologia específica de análise do comportamento estrutural da peça reabilitada, nem diretrizes que orientem o projetista durante o processo de redimensionamento e reprojeto.

Visando contribuir à melhor compreensão do comportamento estrutural das estruturas reabilitadas, o presente trabalho enfatiza o estudo de pilares de concreto armado reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho, procurando-se explorar os atributos de alta resistência à compressão dos concretos com adição de sílica ativa ou de maior tenacidade no caso de concretos com fibras de aço.

Resolveu-se estudar os pilares de concreto armado pois, especialmente quando externos e de concreto aparente em estruturas de edifícios, são susceptíveis a várias manifestações patológicas. Pelo papel exercido por eles no conjunto da estrutura, é imprescindível o correto diagnóstico dos problemas, e a seleção adequada das técnicas de reabilitação para corrigir a patologia e repor a estética, para garantir o monolitismo estrutural e a resistência mecânica necessária para utilização da estrutura.

Utilizou-se o reforço de elementos estruturais com concreto armado pelo fato dele ser um material muito empregado devido às suas vantagens econômicas e rapidez na execução. Porém, possui, dentre outras desvantagens, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais, previstas no projeto.

O reforço por encamisamento com concreto de alto desempenho, tendo como principais atributos a alta resistência e a baixa tenacidade do material, pode resultar na adoção de uma espessura da camisa relativamente pequena, não alterando muito as dimensões iniciais do pilar, principalmente no caso de pilares localizados nas garagens de edifícios.

O uso do concreto de alto desempenho na reabilitação de estruturas tem sido ainda pouco explorado, o que estimula a realização de estudos e desenvolvimento de métodos de projeto e execução, buscando-se novas informações sobre a resistência mecânica, a deformabilidade e o comportamento conjunto de diferentes materiais num elemento estrutural reabilitado.

1.2 OBJETIVOS

Dentre os objetivos traçados nesta pesquisa, o de caráter mais relevante para o início das pesquisas foi o estudo das possibilidades de uso de camisas de reforço de pequena espessura e a obtenção de um concreto de alto desempenho,

que apresentasse resistência elevada e trabalhabilidade adequada, contando eventualmente com a adição de fibras metálicas com a finalidade de diminuir a fragilidade do concreto. Todas as características deste concreto deveriam ser alcançadas com materiais de construção disponíveis na região de São Carlos-SP, fazendo-se assim um estudo que poderia ser aplicado em grande parte das situações que ocorrem na prática.

Neste sentido, os objetivos específicos do trabalho eram:

- ⇒ estudar o comportamento estrutural e a eficiência do reforço por encamisamento com concreto de alto desempenho de pilares sujeitos à compressão axial;
- ⇒ verificar a eficiência dos arranjos de armaduras de reforço e a deformabilidade decorrentes destes arranjos;
- ⇒ estudar a viabilidade de amenização da ruptura frágil da camisa de reforço com a adição de fibras curtas de aço;
- ⇒ analisar e sintetizar os resultados obtidos nos ensaios, elaborando condições e fornecendo indicações sobre o uso do concreto de alto desempenho na recuperação de pilares de concreto armado por meio de encamisamento.

Ressalta-se que nesta proposta de trabalho existem as limitações de estudos como:

- ✧ foi analisado apenas o caso de pilares de seção transversal quadrada, submetidos à compressão axial;
- ✧ foi considerado que o pilar a ser reforçado não estava carregado, e com isso conseqüentemente os efeitos de retração e fluência dos materiais não foram considerados nesta investigação;
- ✧ os ensaios realizados tem caráter qualitativo, buscando-se pela análise comparativa dos resultados dos ensaios, obter indicações e conclusões preliminares sobre o potencial da técnica preconizada.

1.3 APRESENTAÇÃO

Esta dissertação é apresentada em seis capítulos, cujo conteúdo é resumido a seguir:

CAPÍTULO 1: contém a introdução do trabalho, onde se relata também os modos usuais de reforço de pilares;

CAPÍTULO 2: efetua-se uma introdução sobre as propriedades dos materiais utilizados na elaboração dos modelos analisados experimentalmente;

CAPÍTULO 3: descrevem-se os estudos mais recentes feitos na área de reforço de pilares, reunindo-se dados de literatura;

CAPÍTULO 4: relatam-se os principais métodos de análise de comportamento dos pilares reforçados, conforme propostas indicadas por códigos de projeto e pesquisadores;

CAPÍTULO 5: descreve-se todo o trabalho feito na parte experimental, bem como os resultados obtidos;

CAPÍTULO 6: efetua-se a análise dos resultados experimentais, confrontando-os com os resultados obtidos por análise teórica e os obtidos por outros pesquisadores;

CAPÍTULO 7: apresentam-se os comentários finais sobre a pesquisa, assim como sugestões para a sua continuidade.

1.4 CONCEITOS BÁSICOS

Para melhor entendimento deste trabalho, descrevem-se a seguir os principais termos técnicos utilizados na área de reabilitação de estruturas.

Entende-se por Patologia das Construções como a parte das Ciências da Engenharia que estuda as causas, mecanismos de ocorrência, manifestações e conseqüências dos defeitos nas construções civis ou nas situações em que a construção não apresente um desempenho mínimo preestabelecido pelo usuário.

As manifestações são geralmente externas, com características próprias para cada tipo de patologia, das quais se pode deduzir a natureza, a origem e os mecanismos dos fenômenos envolvidos, assim como suas conseqüências. São denominadas também como lesões, danos, defeitos ou manifestações patológicas. Mecanismo de ocorrência é definido como o processo de criação das manifestações.

Considerando-se um padrão de desempenho satisfatório da estrutura ou elemento, podem-se ter diferentes tipos de soluções (conforme se ilustra na Figura

1.1), sendo preciso uma boa análise do tipo de intervenção a ser utilizada e qual o método mais viável a ser aplicado.

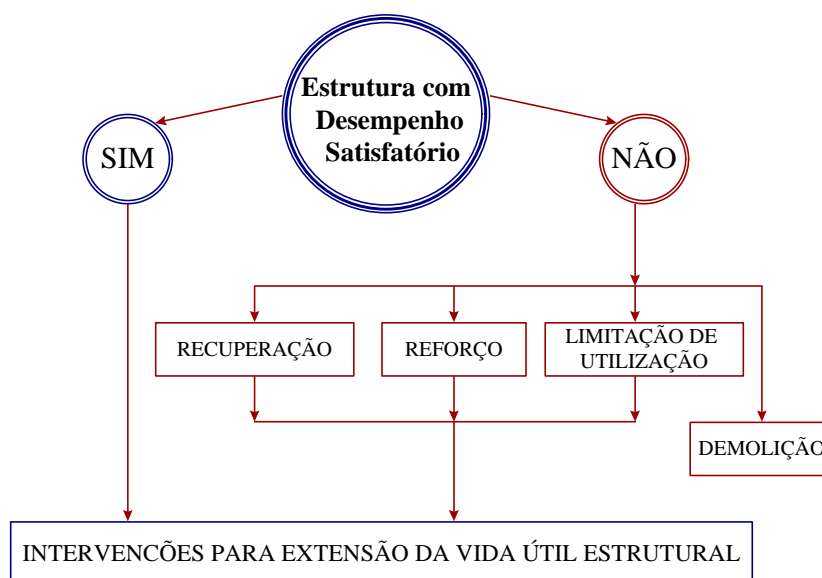


Figura 1.1 - Hipóteses para solução de estruturas com desempenho insatisfatório (modificada de SOUZA e RIPPER, 1998)

O conhecimento da origem do problema patológico é de fundamental importância para sua correção, inclusive no aspecto judicial para se identificar o responsável pelo erro. Geralmente relaciona-se a origem das manifestações patológicas com as etapas de produção das obras civis, sendo que no gráfico a seguir ilustra-se a distribuição percentual da ocorrência destes problemas em cada etapa.

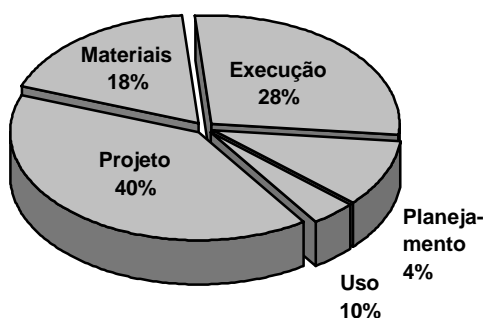


Figura 1.2 - Relação da origem dos problemas patológicos com relação as fases de produção e uso das obras civis (modificada de HELENE, 1992)

Adotou-se nesta pesquisa as seguintes definições para:

➤Reparo: correção localizada ou superficial de problemas patológicos;

- Reforço: correção dos problemas patológicos de forma a restituir ou aumentar a capacidade resistente do elemento;
- Recuperação: correção dos problemas patológicos de forma a restituir total ou parcialmente o desempenho original da peça;
- Reabilitação: abrange as situações em geral, envolvendo tanto o reparo simples como a recuperação e o reforço. Portanto, pode ser definida como sendo a ação necessária para habilitar a estrutura a cumprir novamente suas funções originais ou habilitar a estrutura a responder a novas condições de uso.

1.5 PATOLOGIAS EM PILARES DE CONCRETO ARMADO

As colunas de sustentação são tão antigas como a própria história da humanidade, sendo um exemplo deste fato as colunas de rocha da antiga civilização grega, conforme se ilustra na Figura 1.3. Desde então os problemas patológicos acompanham estes elementos tão importantes no conjunto da estrutura, sendo que a sua ruína tem conseqüências muito graves.

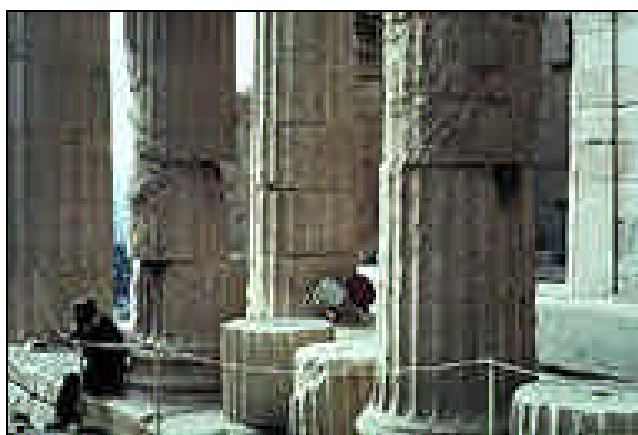


Figura 1.3 Acropolis - Atenas(Grécia)

fonte: <http://www.eerc.berkeley.edu/cgi-bin/browse-godden?group=GoddenF2-5> (10 Ago. 1998)

Embora o estudo experimental realizado neste trabalho considere apenas o reforço de pilares sem qualquer tipo de dano, prevendo-se, por exemplo, o caso de mudança de utilização ou possível deficiência de resistência à compressão do concreto, resolveu-se citar a seguir as patologias de maior ocorrência nos pilares, em geral.

CÁNOVAS (1988) cita que as mais freqüentes patologias são:

➤corrosão do concreto pelas ações químicas das águas, que podem ser agrupadas em:

- Carbonatação, com dissolução e precipitação de carbonato de cálcio;
- Ação dos sais de amônia sobre a cal hidratada;
- Ação dos cloretos e sulfatos de magnésio sobre a cal hidratada;
- Ação dos sulfatos sobre o aluminato tricálcico hidratado para formação de etringita.

➤corrosão das armaduras que apresenta os inconvenientes de produzir desagregações no concreto e diminuir a seção resistente das barras, podendo tratar-se de corrosão química ou eletroquímica;

➤falta de qualidade do materiais empregados na execução;

➤defeitos de projeto: erros de concepção, avaliação inadequada das ações, métodos de cálculo inadequados, mau detalhamento,etc;

➤defeitos de execução: cura deficiente, concreto deficiente, desaprumo, desalinhamento, velocidade alta de construção, montagem errada das armaduras, etc;

➤efeitos das condições climáticas, como por exemplo, ação do frio e do calor;

➤ação do fogo, sismos e acidentes (choques).

Ainda se deve salientar a possibilidade de mudança do uso da estrutura, que pode exigir uma intervenção de reforço.

Muitos destes fenômenos podem ser identificados através da fissuração dos elementos, pois como nas doenças que manifestam um conjunto de sintomas, as fissuras são geralmente os sintomas iniciais dos problemas patológicos. HELENE (1992) traz um conjunto de indicações sobre os fenômenos que causam as fissuras, como por exemplo:

➤fissuras de pega ou falsa pega: são causadas por cimento com excesso de anidrita (gesso anidro), atraso no lançamento do concreto ou calor excessivo e umidade relativa baixa.

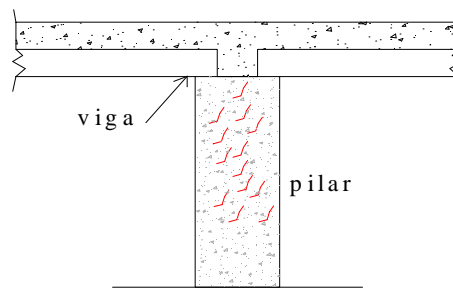


Figura 1.4 - Fissuras de pega ou falsa pega (modificada de HELENE,1992)

➤ fissuras de retração hidráulica: são causadas pela perda rápida da água da mistura do concreto que, em consequência, produz a retração do elemento estrutural, o qual, se impedido de se deformar, sofrerá um esforço de tração que poderá provocar fissuras ou trincas.

➤ fissuras de movimentação térmica: são causadas por contração térmica devida a gradientes de temperatura diários ou sazonais.

➤ fissuras devidas a erros de projeto ou execução: podem ser causadas por:

- movimentação de fôrmas mal fixadas;
- concretagem simultânea de pilares, vigas e lajes;

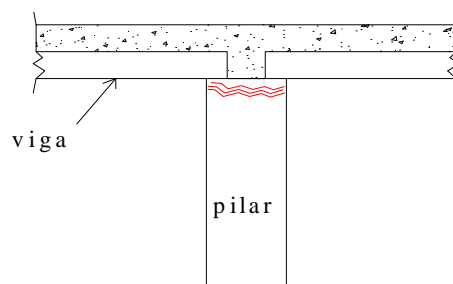


Figura 1.5 - Fissuras de concretagem simultânea (modificada de HELENE,1992)

-topo do pilar com excesso de nata de cimento (exsudação) ou sujeira;

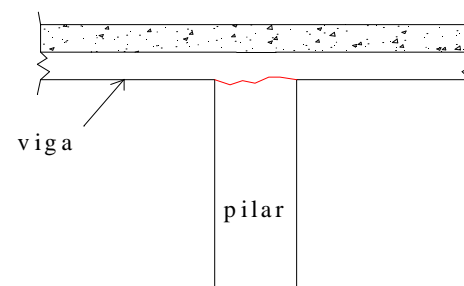


Figura 1.6 - Fissuras de junta de concretagem (modificada de HELENE,1992)

- má distribuição, insuficiência, ou deslocamento de estribos durante o assentamento

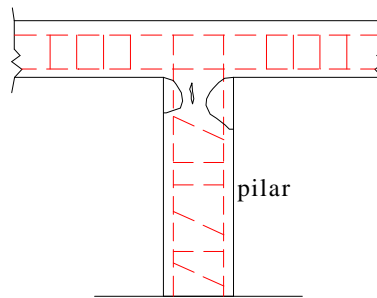
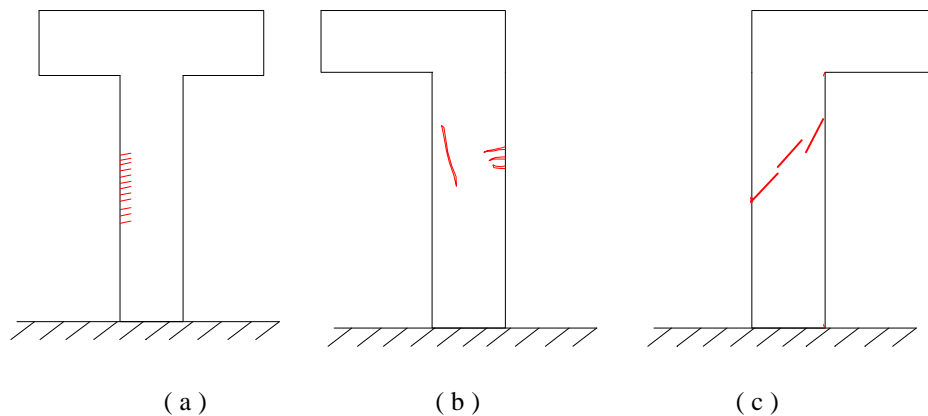


Figura 1.7 - Fissuras de má distribuição de estribos (modificada de HELENE,1992)

- fissuras devidas a ações mecânicas: são causadas por ações mecânicas que provocam fissuras de tração, compressão, flexão, torção e ações combinadas.



devido à flambagem das barras devido à flexão composta devido ao cisalhamento

Figura 1.8 - Fissuras devidas a esforços (modificada de VANDERLEI,1996)

- fissuras devidas à corrosão de armaduras: são causadas por concreto de alta permeabilidade e/ou elevada porosidade, cobrimento insuficiente das armaduras ou má execução.

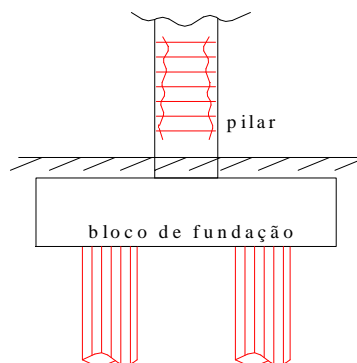
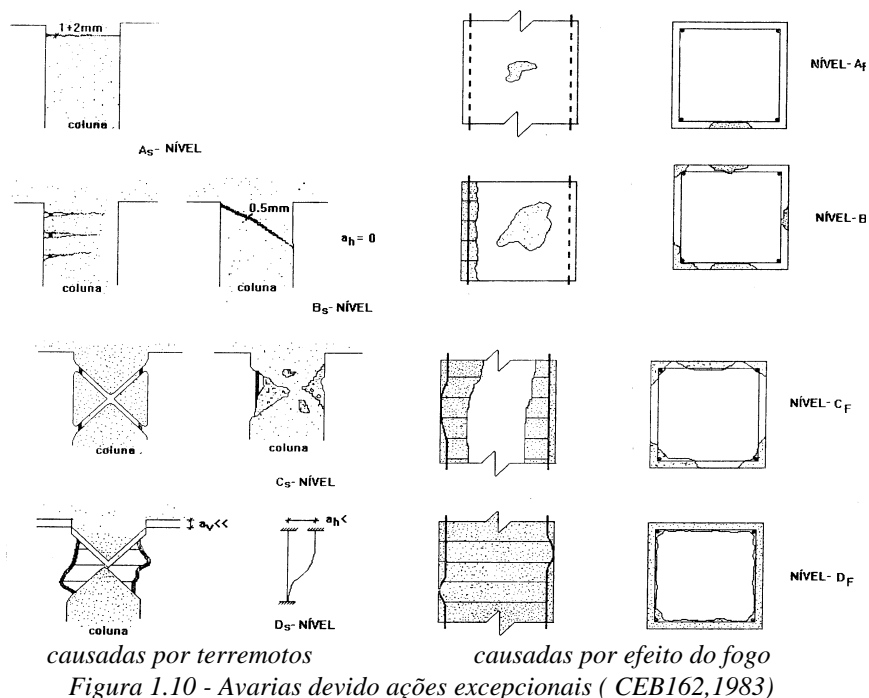


Figura 1.9 - Fissuras devidas à corrosão da armadura (modificada de HELENE,1992)

➤ fissuras devidas ao ataque físico e químico: são causadas pelas condições do meio ambiente, tais como congelamento e degelo, ataque de sulfatos, reação álcali-agregado, etc. Que provocam efeitos expansivos ou retrativos dentro da massa de concreto.

➤ fissuras devidas a ações excepcionais: são causadas por sismos e incêndios.



➤ fissuras devidas a ações acidentais: são causadas por explosões, impactos, operações construtivas, recalques diferenciais anormais e supercarregamentos.

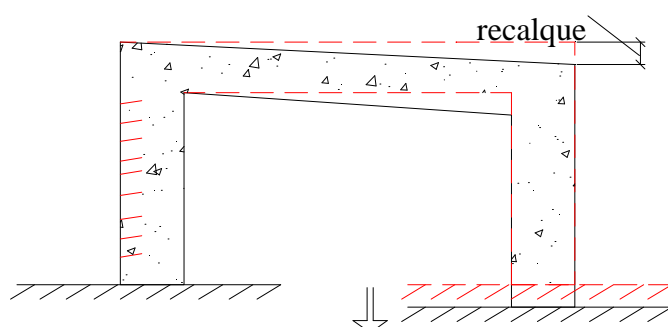


Figura 1.11 - Fissuras devidas recalque diferencial (modificada de VANDERLEI,1996)

1.6 MÉTODOS DE REFORÇO DE PILARES

Recentemente no Brasil a comunidade técnica tem se deparado com casos de ruína de pilares, como no caso do desabamento de uma parte do Edifício Palace II (Figura 1.12) ocorrido no Rio de Janeiro-RJ em 1998. Outros casos de ruína, como no caso do conjunto de prédios de São José do Rio Preto-SP em 1997, também chamaram a atenção. Nestes dois casos optou-se como solução a implosão dos prédios deixando vários de seus proprietários, pelo menos até este momento, ainda sem qualquer indenização. Uma solução para esses tipos de incidentes poderia eventualmente ser o reforço das estruturas, para o que seria imprescindível o conhecimento mais preciso possível do comportamento estrutural dos reforços, para se chegar a uma solução viável e principalmente segura para seus moradores.

O reforço geralmente é tratado como uma intervenção com a função de aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais previstos inicialmente no projeto original de uma estrutura, como consequência da modificação de sua utilização. Porém CANOVAS (1988) atribui ao reforço também a função de corrigir falhas nos elementos estruturais por deficiências na dosagem do concreto, cura inadequada, ou ainda, erros cometidos na avaliação das ações atuantes.



Figura 1.12: Vista do local do desabamento do Edifício Palace II - Rio de Janeiro-RJ (Brasil).

Fonte: <http://www.oglobo.com.br/rio/predio/default.htm> (10 Ago.1998).

Segundo VALLE (1983) deve-se fazer uma análise preliminar das variáveis que condicionam a mobilização de esforços resistentes no reforço, como:

➤ *Deformabilidade da estrutura:* deve ser levada em consideração com a aplicação das ações instantâneas, assim como com os respectivos valores dos incrementos de deformação devidos às ações de longa duração. Deve-se ressaltar a sua importância para os procedimentos de reabilitação que trabalham com a hipótese de compatibilidade de deformações;

➤ *Características mecânicas dos materiais do elemento a ser reforçado:* é de fundamental importância conhecer as capacidades últimas de cada material (original e o de reforço), bem como suas características de deformabilidade imediata e lenta (retração, fluência e módulo de elasticidade). É fundamental salientar a importância do conhecimento da retração dos concretos envolvidos para impedir qualquer fissuração indesejável entre as partes da estrutura original e o reforço;

➤ *Aderência entre os materiais originais e de reforço:* para garantir uma solidariedade entre as partes da estrutura reforçada, é importante que a aderência entre esses seja elevada, isto é, em geral é interessante aumentar o limite de sollicitação tangencial. Para isto pode-se utilizar pontes de aderência como resinas do tipo epóxi e eventualmente conectores mecânicos;

➤ *Outros fatores:* em determinadas situações é preciso analisar outras variáveis relativas aos materiais da estrutura bem como suas condições de estabilidade dimensional, aspectos ligados ao comportamento perante à umidade e à temperatura, e especificamente todos os fatores que tendem a criar estados de tensão que afetem as condições de deformabilidade dos elementos.

1.6.1 REFORÇO COM USO DE CONCRETO

Este sistema de reforço para pilares é muito empregado, devido às suas vantagens econômicas e rapidez na execução. Todavia, possui, dentre outras desvantagens, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais, previstas no projeto. Outra desvantagem verificada, refere-se ao tempo de espera necessário para que o reforço atinja a idade e a resistência convenientes, o que pode retardar a liberação de ações na parte estrutural reforçada.

O reforço de pilares pode ser feito a partir do aumento de suas dimensões (seção transversal), com concreto de resistência adequada e com a utilização de armaduras longitudinais e transversais adicionais. O acréscimo de seção não precisa, necessariamente, ser executado em todo o contorno do pilar, podendo ser feito apenas em algumas faces. Dependendo da posição do pilar, das condições de acesso e da carga a ser suportada, pode-se utilizar uma das seguintes distribuições de reforço, indicadas na Figura 1.13.

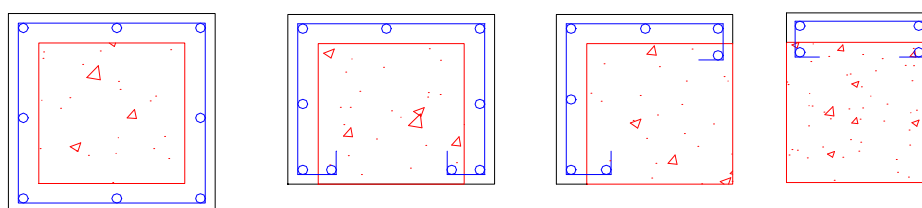


Figura 1.13 - Configurações de reforço (modificada de VALLE,1983)

A espessura da camada de concreto a ser adicionada depende da facilidade de se colocá-la em obra e do tamanho do agregado. CÁNOVAS (1988) recomenda não utilizar espessuras menores que 10cm, a menos que se empreguem concretos com superplastificantes ou concretos projetados, e agregados com diâmetro máximo inferior a 20mm. Tal espessura é, sobretudo, imposta pela seção necessária para resistir ao esforço a que se submeterá o pilar.

Várias técnicas são empregadas para o aumento da seção transversal, podendo-se no caso de grandes volumes de concreto utilizar o concreto projetado, conforme se ilustra na Figura 1.14, e para pequenos volumes, o processo tradicional de concretagem de pilares com emprego de fôrmas.

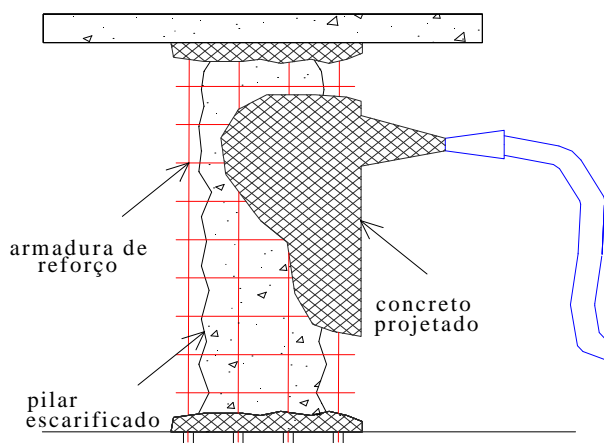


Figura 1.14 - Reforço com utilização de concreto projetado (modificado de HELENE,1992)

Deve-se observar que a melhoria da aderência entre os materiais originais do pilar e o de reforço proporciona um melhor trabalho conjunto dos dois concretos, para o que CÁNOVAS (1988) recomenda após a escarificação, o uso de pontes de aderência, como por exemplo uma camada de resina epóxi para garantir a união dos concretos. Outra forma de melhorar a aderência consiste na criação de dentes em toda a altura do pilar, pela eliminação de alguns trechos de concreto, numa profundidade de cerca de 3cm, em espaços de 30cm a 40cm de altura, deixando entre eles, trechos de igual altura sem descobrir. Assim, tem-se reentrâncias e saliências, que contribuem na absorção dos esforços cortantes existentes entre o pilar e o reforço. Os últimos 20cm ou 30cm do pilar também são descobertos, colocando-se uma braçadeira nesta parte superior do reforço, cuja finalidade é absorver as cargas transmitidas pelos andares superiores ao reforço.

Segundo a FIP¹ apud PRADO (1998), sempre que possível deve-se utilizar o envolvimento completo do pilar e o emprego de estribos fechados visando o aumento da ductilidade do elemento. Recomenda-se ainda arredondar as quinas do substrato com a finalidade de diminuir a concentração de tensões nestas regiões, durante a retração do novo material.

Ainda de acordo com CÁNOVAS (1988), antes de se preparar o novo concreto é conveniente, com exceção do caso de uso de resinas, saturar com água o concreto velho, pelo menos durante seis horas. Em geral, deve-se utilizar um concreto com $f_{ck} \geq 20$ MPa, recomendando-se ainda que ele tenha 5 MPa a mais do que a resistência do concreto velho. Esta indicação visa prevenir a aparição de fissuras por retração e diferenças muito grandes na deformabilidade das partes.

Sobre o comportamento conjunto da parte original com o reforço, FIP apud PRADO (1998) reporta que o pilar reforçado (seção composta) não se comportará como um pilar homogêneo e CÁNOVAS (1988) recomenda desprezar a contribuição do núcleo na resistência do pilar.

Outra maneira de se executar o reforço com concreto armado é o de encamisamento por cintamento, ilustrado na Figura 1.15, que garante, segundo CÁNOVAS (1988), um aumento da capacidade resistente do pilar original, seja

¹ FIP(1991) *Repair and strenghtening of concrete structures: guide to good practice*. London: Thomas Telford. Página 104.

por protensão ou por compressão triaxial, podendo-se considerar a colaboração deste concreto na resistência aos esforços atuantes, viabilizando a utilização de seções menores.

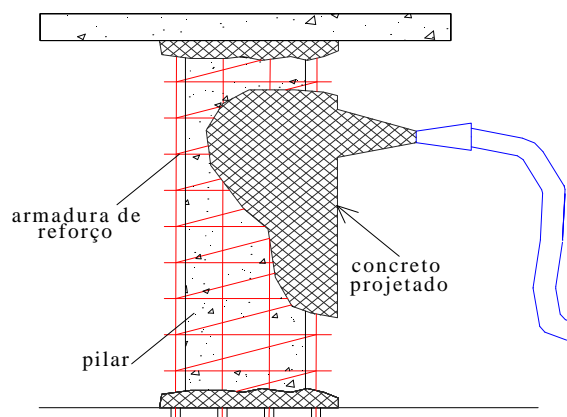


Figura 1.15 - Reforço por cintamento (modificado de HELENE, 1992)

O cintamento citado consiste em recobrir o pilar com uma envoltória cilíndrica, capaz de opor-se às deformações transversais do concreto, quando ele for submetido a um esforço de compressão axial. A armadura transversal da envoltória pode ser contínua, de estribos em forma helicoidal, ou constituída por uma sucessão de estribos circulares, de tal forma a se restringir a deformação transversal.

CÁNOVAS (1988) recomenda para o processo de cintamento:

- que o espaçamento “t”, entre as espirais do cintamento ou os estribos circulares deve ser inferior ao menor dos três valores:

$$t \leq \begin{cases} \frac{1}{5} a \\ 8 \phi \\ 8 \text{ cm} \end{cases} \quad (1.1)$$

sendo “a”, o diâmetro do núcleo de concreto e ϕ o maior diâmetro das barras longitudinais. A distância livre entre as barras do cintamento não poderá ser, em nenhum caso, inferior a 3cm, e o seu número mínimo, não poderá ser inferior a seis. Tendo em vista dificuldades na concretagem, é recomendado que a menor dimensão da peça não seja inferior a 25cm.

- A capacidade resistente da coluna cintada é limitada pela expressão:

$$\boxed{\gamma_f \cdot N = 26a^2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (1.2)$$

onde: γ_f : coeficiente de majoração das ações;

γ_c : coeficiente de minoração das resistências;

f_{ck} : resistência à compressão característica do concreto do núcleo.

- O cintamento deve ser empregado apenas em peças curtas, onde não há possibilidade de flambagem (índice de esbeltez ≤ 5).
- Num mesmo pórtico, não se deve empregar pilares reforçados por encamisamento com concreto e por cintamento, pois devido às diferentes deformações que os mesmos sofrem, pode ocorrer acréscimos nos esforços solicitantes de vigas e lajes.
- A seção útil de um pilar reforçado por cintamento, é a correspondente ao círculo delimitado pela espiral ou estribos circulares. Então, o concreto de cobrimento, externo ao cintamento, tem funções de proteção e estética da coluna, podendo, devido a isso, aparecer fissuras ou desprendimento do mesmo. Estas não são motivo de preocupação do ponto de vista de referência, pois não foi considerada a colaboração deste concreto na resistência aos esforços adicionais.

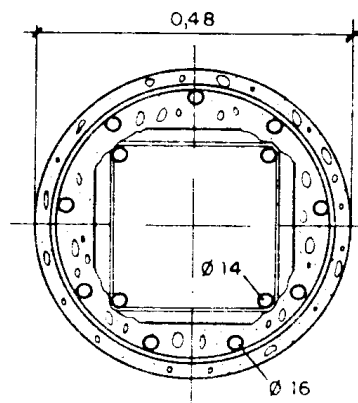


Figura 1.16 - Reforço por cintamento (CÁNOVAS,1988)

- O diâmetro máximo do agregado deve ser inferior a 20mm.

- A seção transversal da armadura que forma o cintamento é determinada pelo método da ruptura, através da seguinte expressão:

$$A_t = \frac{g_f \cdot N - 0,7 \cdot B_i \cdot \frac{f_{ck}}{g_f} - A_s \cdot \frac{f_{yk}}{g_s}}{1,15 \cdot \frac{f_{yk}}{g_s}} \quad (1.3)$$

sendo:

B_i a área do núcleo;

f_{ck} resistência à compressão característica do concreto do núcleo;

f_{yk} resistência à tração característica do aço.

1.6.2 REFORÇO COM USO DE ELEMENTOS METÁLICOS

Segundo VALLE (1983), o reforço com perfis metálicos só deve ser utilizado uma vez esgotados os recursos referentes ao reforço com concreto, pois para sua utilização deve-se dar muita atenção ao estudo do detalhe dos nós e das transmissões de ações entre a estrutura original e o reforço, visando garantir sua eficácia.

CÁNOVAS (1988) admite que tal tipo de reforço tem o inconveniente de só entrar em carga quando o concreto atinge a ruptura (se não existir solidariedade entre os perfis de aço e o concreto), e sugere que para garantir o trabalho do conjunto deve-se, durante a montagem, procurar obter uma perfeita e rígida união de todos os elementos de estrutura (vigas, lajes, fundações, etc) ao reforço. Esta união pode ser conseguida pela utilização de um material de alta resistência à compressão, na união do aço com o concreto, criando-se uma camada rígida capaz de transmitir as cargas e eliminando contatos pontuais.

O reforço de pilares com perfis metálicos é freqüentemente empregado, devido à rapidez na execução e carregamento da estrutura. Estes elementos costumam ser reforçados da seguinte maneira, conforme CÁNOVAS (1988):

- eliminar cantos vivos dos pilares de concreto, para facilitar o encaixe das cantoneiras às quinas;

- colocar as cantoneiras nos quatro cantos do pilar, unidas lateralmente por meio de presilhas soldadas. As partes superior e inferior do reforço terminam em capitel e base metálica respectivamente;
- em outros reforços se empregam, aos invés de cantoneiras verticais de reforço, perfis tipo “U”, sendo que este tipo de reforço é menos empregado devido o maior peso do perfil;
- obtida a união do capitel às vigas ou à laje, e a da base à laje ou fundação, pode-se proceder ao encaixe das extremidades superior e inferior das cantoneiras à base e ao capitel, passando em seguida a realizar um ponteamto com solda nestas uniões. Executa-se, a seguir, travamento, também com pontos de solda, e após a verificação de todo o conjunto, procede-se a soldagem de todo o reforço.

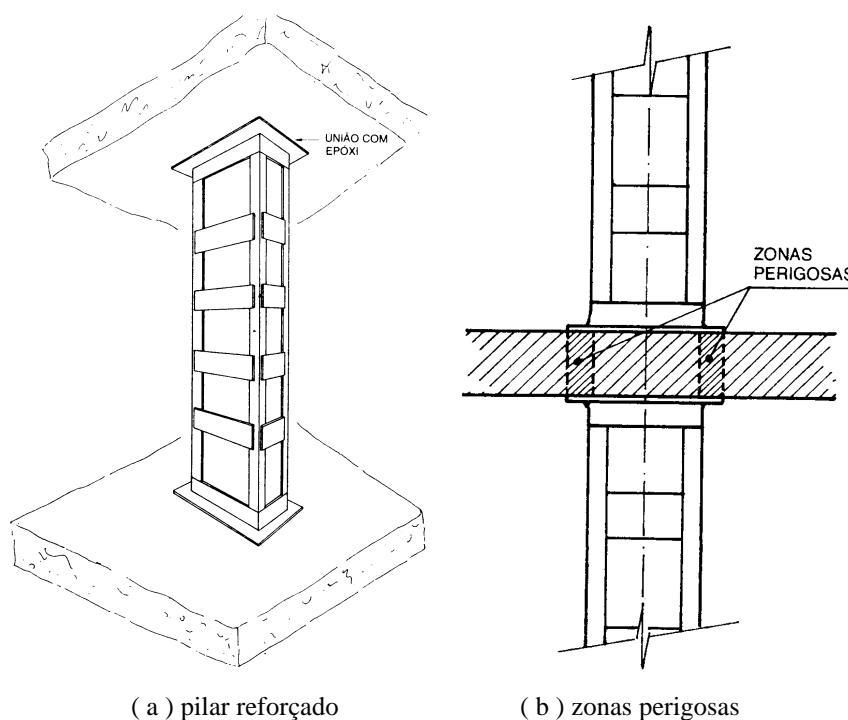
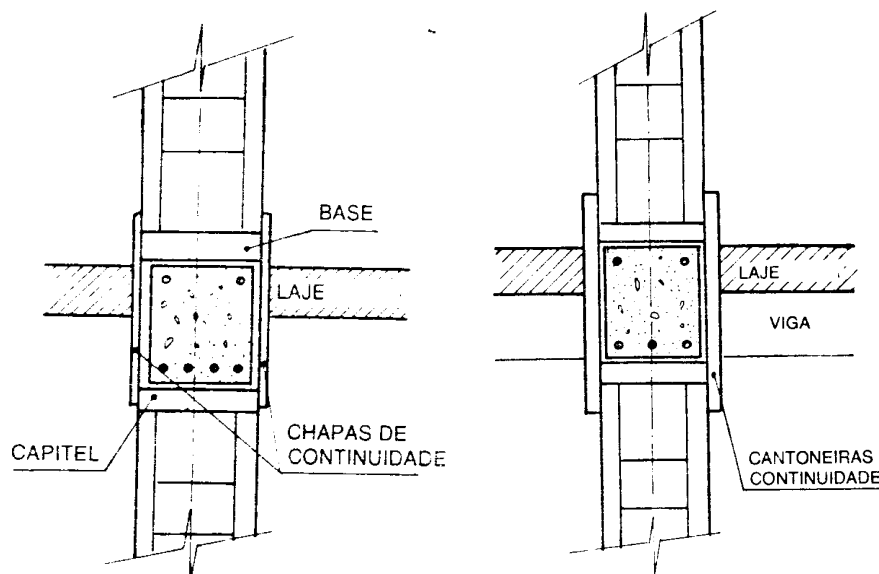


Figura 1.17 - Reforço com utilização de elemento metálicos(CÁNOVAS,1988)

CÁNOVAS (1988) recomenda que para o reforço dos pilares, deve-se dar continuidade à sua estrutura, até atingir a fundação, para o que se deverá atravessar as vigas e as lajes. Caso contrário, quando se tratar de um reforço do tipo da Figura 1.17, deve-se analisar como os esforços transmitidos pelos capitéis e pelas bases vão afetar o concreto; deve-se analisar também os efeitos de puncionamento ou de força cortante sobre o concreto das lajes. No caso de vigas

contínuas, a continuidade do reforço é conseguida com laminados de aço, soldados em duas faces opostas do pilar (conforme Figura 1.18) e, onde há peças cerâmicas, estas podem ser removidas.



(a) continuidade com chapas (b) continuidade com perfis
 Figura 1.18 - Continuidade de reforço metálico (CÁNOVAS, 1988)

Em geral, os reforços de pilares de concreto com elementos metálicos são realizados sem que se retirem as cargas atuantes sobre eles. Se considerar que o pilar reforçado estava submetido a uma força F , o reforço só será solicitado para forças $F + \Delta F$, conforme CÁNOVAS (1988), que ainda aconselha que se despreze a seção existente de concreto e se considere os perfis recebendo a totalidade da carga. Porém se for considerada a resistência total do pilar composto, é recomendável que:

$$\boxed{\sum A'_s \leq 0,06 A_c}, \quad (1.4)$$

onde: $\sum A'_s$ é a soma das áreas das seções transversais das barras de aço existentes no pilar com as dos perfis estruturais, e A_c é a área da seção de concreto existente somada à que for acrescentada, se for o caso.

SOUZA e RIPPER (1998) consideram que com a evolução constante na tecnologia de injeção e produção de resinas com alta capacidade colante, é extremamente antieconômica a desconsideração da capacidade resistente do concreto existente. Pode-se adotar uma solução intermediária, avaliando-se

crierosamente a capacidade resistente do pilar reforçado, com a utilização de coeficientes de incerteza maiores e um controle rígido de qualidade dos materiais. Pode-se assim considerar a introdução das chapas metálicas como estribos ou cintas soldadas aos perfis metálicos, configurando-se um sistema de confinamento do núcleo de concreto, o que aumenta a sua capacidade resistente.

1.6.3 REFORÇO COM USO DE MATERIAIS COMPÓSITOS

A utilização de compósitos na Construção Civil, especificamente na área de elementos de concreto, se iniciou, segundo SOUZA e RIPPER (1998), em 1954 com Rubinsky e Rubinsky², que utilizaram compósitos reforçados com fibras como alternativa ao aço. Entretanto, esta tecnologia ganhou grande impulso nos meados da década passada no Japão, após um violento sismo no distrito de Kanto, fazendo com que surgisse a idéia de se utilizar compósitos de fibras de carbono (CFRP) ao reforço das estruturas de concreto armado.

Atualmente o CFRP no Japão vem sendo utilizado para melhorar o desempenho dos pilares de pontes e viadutos, através do aumento da ductilidade proporcionada pelo sistema confinante formado devido à sua perfeita moldagem à superfície lateral dos pilares, sendo este tipo de material já normalizado no Japão.



(a) aplicação manual (b) aplicação em pilares retangulares (c) aplicação automática

Figura 1.19 - Aplicações de reforço com material compósito

Fonte (a): <http://www.fiberwrap.com/channel.html> (10/08/98)

Fonte (b): <http://www.fiberwrap.com/harris.html> (10/08/98)

Fonte (c): <http://ce.www.ecn.purdue.edu/cem/ciiproj/other/robowrapp.html> (10/08/98)

² RUBINSKY, I. ; RUBINSKY, A. An Investigation on the use of Fiber Glass for Prestressed Concrete. *Magazine of Concrete Research*. Janeiro, 1954.

1.6.4 REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS COM USO DE PROTENSÃO

Trata-se neste caso de uma solução alternativa ao uso de reforço, que consiste basicamente na utilização de cabos ou barras de aço associadas ao recurso da protensão, de modo a proporcionar a redistribuição dos esforços nos pilares, com o objetivo de aliviar aqueles que apresentam problemas patológicos.

Segundo SOUZA e RIPPER (1998), basicamente a protensão introduz uma força interna capaz de compensar a existência de acréscimos de tensão interior ou capaz de contribuir para um aumento na capacidade resistente do elemento estrutural. Um exemplo pode ser visualizado na Figura 1.20, onde pela ação de um elemento provocador de redistribuição de esforços, ocorre o alívio do pilar com problema, direcionando os esforços aos pilares mais próximos. Outro caso semelhante é o da Figura 1.21, onde pela redistribuição de esforços ocasionada pelo tirante, pode-se até mesmo eliminar uma parte do pilar danificado.

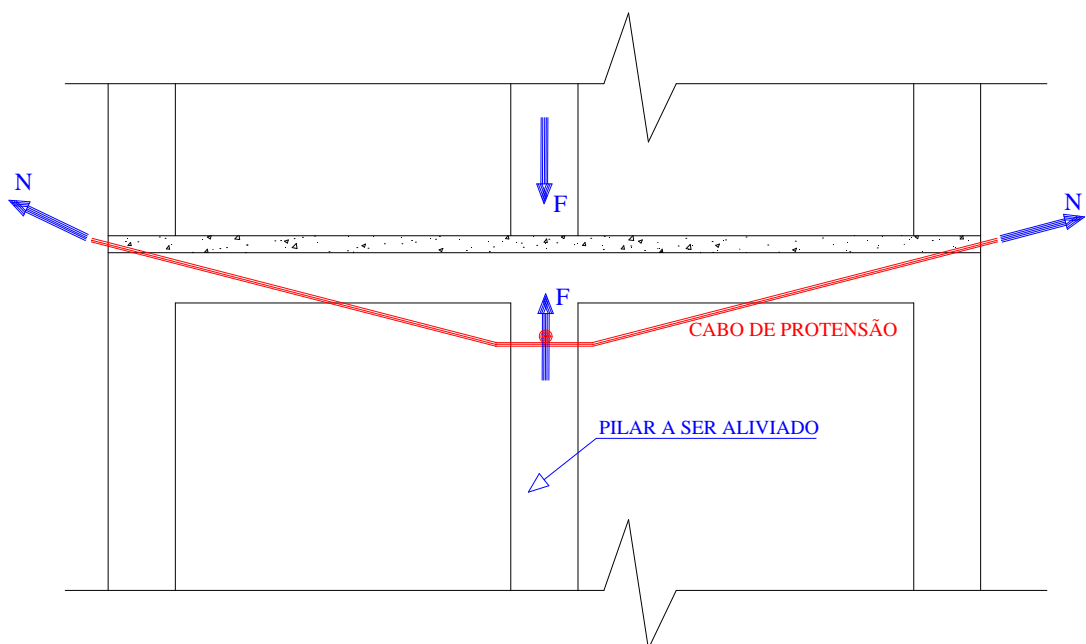


Figura 1.20 - Redistribuição de esforços pela aplicação de protensão exterior (modificada de CÁNOVAS, 1988)

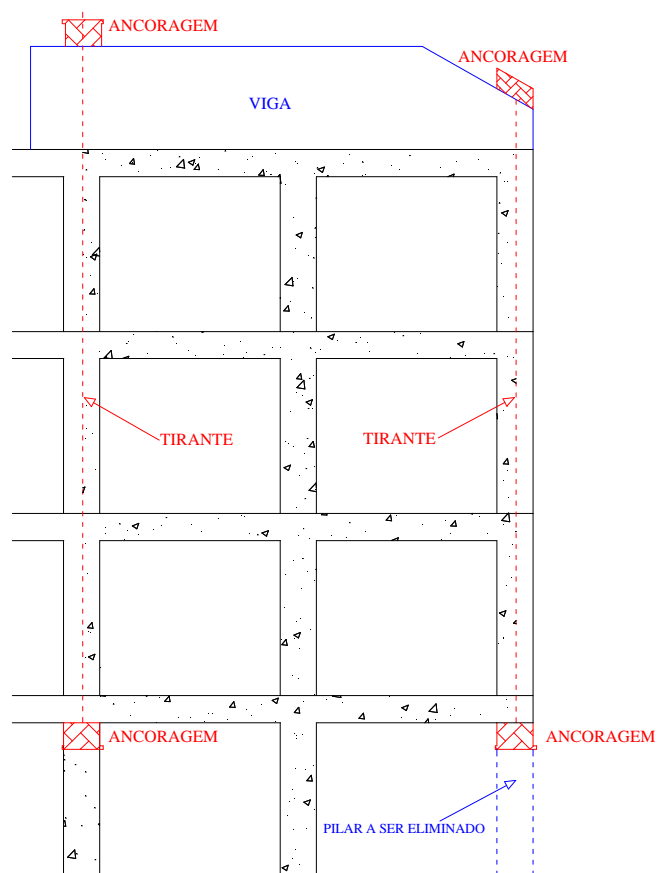
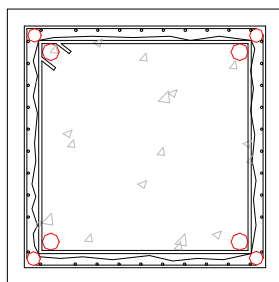


Figura 1.21 – Eliminação de uma parte de pilar danificado por efeito de redistribuição de esforços (modificada de VALLE, 1993)



CAPÍTULO 2

MATERIAIS EMPREGADOS

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, reúnem-se dados e comentários sobre os materiais envolvidos nesta pesquisa, salientando-se as propriedades do concreto de alto desempenho, do concreto armado com fibras, das fibras de aço, das barras de aço e das telas soldadas.

Para simplificação do texto, abreviou-se a designação dos materiais da seguinte forma:

C.A.D. = *Concreto de Alto Desempenho.*

C.A.R. = *Concreto de Alta Resistência.*

C.A.F. = *Concreto com Adição de Fibras.*

T.S. = *Tela soldada.*

2.2 CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

Ocorre às vezes uma confusão no uso dos termos concreto de alta resistência (C.A.R.) e concreto de alto desempenho, que muitas vezes são usados com sinônimos. Segundo ZIA (Professor da North Carolina State University) apud SÁNCHEZ (1997) o “C.A.D. possui mais atributos que o C.A.R., pois o alto desempenho pode estar associado à facilidade de concretagem, compactação sem segregação, propriedades reológicas, resistência inicial, estabilidade de volume,

condições de serviço em ambientes agressivos, etc. , e não apenas à resistência à compressão.” Ou seja, um C.A.R. pode ser um C.A.D. e nunca o oposto.

Com isso é possível definir um concreto de alto desempenho como aquele que possui propriedades e atributos especiais de desempenho que não podem ser obtidos pelos meios de uso corrente. Nesta pesquisa visou-se como principais atributos a alta resistência e a maior deformabilidade do elemento de concreto.

Segundo SHAH & AHMAD apud BACIN(1998)¹ o C.A.D. pode ser definido em termos da resistência à compressão, da durabilidade e da relação água/cimento, como se especifica a seguir:

↳ com relação à resistência à compressão:

- Resistência à compressão $\geq 17,5$ MPa às 4 horas de idade;
- Resistência à compressão ≥ 35 MPa depois de 24 horas de idade;
- Resistência à compressão ≥ 70 MPa depois de 28 dias de idade;

↳ fator de durabilidade maior do que 80% depois de 300 ciclos de congelamento e descongelamento.

↳ relação água/cimento $< 0,35$.

Existem diferentes tipos de classificação propostos por vários autores, que na sua maioria se basearam na resistência à compressão do concreto (referidas ao corpo-de-prova de 100 mm x 200 mm). Segundo o ACI 363 (1991) o concreto de alto desempenho é definido como o concreto com resistência à compressão, medida em corpos-de-prova cilindros, maior que 41 MPa.

SHAH² apud DAL MOLIN (1995) justifica esta limitação baseado em dois argumentos:

¹ SHAH, S.P. & AHMAD, S. H., eds (1994). *High performance concretes and applications*. London, Edwar Arnold. 403p.

² SHAH, S.P. A summary. In: WORKSHOP ON HIGH STRENGTH CONCRETE, Chicago, 1979. Proceedings.... Chicago: National Science Foundation, 1979. P.1-7.

➤ Para produzir concretos com resistência à compressão acima de 41 MPa são necessários um controle de qualidade mais rigoroso, uma seleção cuidadosa do cimento, tipo e tamanho máximo do agregado graúdo, e normalmente a utilização de aditivos e adições.

➤ A prática atual de dimensionamento de estruturas está fundamentada em experimentos realizados em concretos com resistência à compressão inferior a 41 MPa. É necessário realizar ajustes nas equações existentes em normas para adequá-las a concretos de resistência mais alta, sendo preferível, até então, manter os concretos com resistência à compressão acima de 40 MPa em uma classe diferenciada.

Conforme BACCIN (1998), na Noruega considera-se C.A.D. o concreto com resistência à compressão superior a 55 MPa, referida ao corpo-de-prova cúbico (aresta de 10 cm), e adicionalmente são exigidas duas condições em relação à sua relação água/(cimento+adições) e outra referida ao seu coeficiente de permeabilidade.

Para o FIP/CEB-197(1990) o C.A.D. é um concreto cuja resistência à compressão está compreendida entre os limites de 60 MPa e 130 MPa.

No campo da reabilitação de estruturas, ALVES (1997) considera o C.A.D. como um material que oferece muitas vantagens como: baixa permeabilidade, elevada resistência à penetração de íons cloro que podem despassivar a armadura, elevada resistência à penetração de oxigênio e dióxido de carbono, além do aumento da resistividade elétrica que pode reduzir a velocidade de corrosão da armadura. Com estas características, o C.A.D. torna-se um verdadeiro escudo impermeável que protege a armadura e o concreto remanescente contra o ataque de agentes externos e ainda apresenta uma baixa retração e se compatibiliza com o concreto convencional.

2.2.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.2.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão geralmente é considerada a propriedade mais importante do concreto, pois além de oferecer uma estimativa geral da qualidade da estrutura, as propriedades como resistência à tração, módulo de deformação

longitudinal, aderência, relação tensão x deformação são expressas em termos de resistência à compressão.

A resistência à compressão é avaliada no Brasil por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos (150mm x 300mm), padronizados pela NBR5739/80. Todavia, tem-se utilizado corpos-de-prova de dimensões 100 mm x 200 mm, mantendo-se a relação entre a altura e o diâmetro da base igual a dois, pelo fato de que a maioria dos laboratórios de controle não possui prensas com a capacidade necessária para a realização do ensaio de corpos-de-prova com as dimensões normalizadas. Segundo METHA (1994) e SHAH & AHMAD apud LIMA(1997)³, foram encontradas diferenças da ordem de 5% entre os valores de resistências obtidas em corpos-de-prova cilíndricos 100 mm x 200 mm e 150 mm x 300 mm, sendo que os maiores valores ocorreram nos menores corpos-de-prova. CARRASQUILLO et al. apud LIMA (1997)⁴ estudaram os efeitos da utilização destes diferentes corpos-de-prova e encontraram um coeficiente de 0,90 para a conversão, independentemente da resistência no intervalo de 20MPa a 80 MPa, e da idade de ruptura.

Já em países como a Alemanha e a Noruega, utilizam-se corpos-de-prova cúbicos com arestas de 140mm e 100mm, respectivamente. As diferenças entre as resistências medidas no corpo-de-prova cúbico e no cilíndrico, conforme o Código Modelo 90 (CEB,1991) e a Norma Norueguesa NS 3473 apud DAL MOLIN (1995)⁵, valem 10 MPa para o primeiro e 11 MPa para o segundo, sendo maior o valor obtido pelo corpo-de-prova cúbico.

2.2.1.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Geralmente a resistência à tração do concreto é desprezada em cálculos considerando o estado limite último, mas ela é um importante fator no estudo do

³ SHAH, S.P. & AHMAD, S. H., eds (1994). *High performance concretes and applications*. London, Edwar Arnold. 403p.

⁴ CARRASQUILO, P.M.; NILSON, A. H.;SLATE,F.O. (1981) Properties of high strength concrete subject to short-trem loads. *ACI Materials Journal*, p.171-181, May-June.

⁵ NORWEGIAN STANDARD. Design of concrete structures: NS 3473. Oslo. 1989

comportamento à fissuração do concreto. Apesar de não existir uma relação diretamente proporcional entre a resistência à tração e à compressão, é sabido que com o aumento da segunda tem-se um aumento na primeira.

DAL MOLIN (1995) resume assim os três ensaios disponíveis para obtenção do valor da resistência à tração no concreto:

↳ Resistência à tração por compressão diametral ($f_{t,D}$): que consiste na compressão da aresta do cilindro de concreto, segundo NBR 7222 (1982), sendo que o método também pode ser utilizado para corpos-de-prova cúbicos;

↳ Resistência à tração na flexão ($f_{t,F}$): também conhecido como módulo de ruptura, consiste em aplicar uma carga concentrada em uma viga padronizada de concreto. A carga pode ser aplicada no centro do vão ou nos terços, conforme a NBR 12142;

↳ Resistência à tração direta (f_t): consiste na aplicação direta de uma força de tração no corpo-de-prova. Apesar de ser o único ensaio direto de tração, não é muito utilizado devido às dificuldades de execução.

Como na resistência à compressão, existe a influência das dimensões e forma dos corpos-de-prova na resistência à tração.

Na presente pesquisa utilizou-se o primeiro método, mas no caso de não se dispor de dados experimentais, pode-se utilizar critérios de normas para a determinação da resistência à tração, tais como:

↳ ACI Committee 363 indica que a resistência à tração em ensaios de compressão diametral pode ser estimada pela fórmula:

$$f_t = 0,59\sqrt{f_c'} \text{ (MPa) para } 21 \text{ MPa} < f_c < 83 \text{ MPa}$$

↳ FIP/CEB-197 (1990) propõe a seguinte equação para previsão da resistência à tração nos ensaios de compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos de 100mm x 200mm:

$$f_t = 0,54\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa) para } 21 \text{ MPa} < f_{ck} < 83 \text{ MPa}$$

2.2.1.3 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL

Como se sabe o diagrama tensão-deformação do concreto não é linear, e segundo DAL MOLIN (1995), devido à maior rigidez da argamassa e maior aderência pasta-agregado, os concretos de alto desempenho possuem um módulo de deformação superior ao do concreto convencional. Porém, o aumento do módulo de deformação não se dá com a mesma intensidade do aumento da resistência à compressão.

Apresentam-se na Tabela 2.1 algumas expressões para o cálculo do módulo de deformação longitudinal do concreto:

Tabela 2.1 – Expressões para cálculo do módulo de deformação longitudinal (BACCIN, 1998)

FONTE	EXPRESSÃO	RESTRICÇÕES
FIB/CEB (1990)	$E_C = 10^4 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$ (MPa)	-o-
EUROCODE 2 (1992)	$E_C = 9,5(f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}}$ ($\frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$)	$f_{ck} < 60$ MPa
NS 3473 (1992)	$E_C = 9500f_{ck}^{0,3}$ (MPa)	$f_{ck} < 85$ MPa
ACI-318 (1989)	$E_C = 33w_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$ (psi) (1)	-o-
ACI-363 (1994)	$E_C = 3320\sqrt{f_{ck} + 6900}$ (MPa)	$21 \text{ MPa} < f_{ck} < 83 \text{ MPa}$
SHAH & AHMAD (1994)	$E_C = w_c^{2,5} (\sqrt{f_{ck}})^{0,65}$ (psi) (1)	-o-
COOK (1994)	$E_C = w_c^{2,5} (\sqrt{f_{ck}})^{0,315}$ (psi) (1)	-o-
NBR 6118 (1978)	$E_C = 5940\sqrt{f_{ck} + 3,5}$ (MPa)	-o-

(1) w_c é o peso próprio do concreto, sendo adotado 151 pcf (2419 Kg/m³);

Fator de conversão: 1psi = 6,895x10⁻³ MPa.

2.2.1.4 COEFICIENTE DE POISSON

Dá-se o nome de Coeficiente de Poisson à razão entre a deformação lateral e a deformação na direção do carregamento.

Segundo SHAH & AHMAD apud BACCIN (1998)⁶, o coeficiente de Poisson não é constante, mas sim uma função crescente da deformação, isto no limite inelástico, devido à dilatação volumétrica resultante da microfissuração interna. É importante salientar que também no regime inelástico os concretos de alto desempenho exibem menor dilatação volumétrica do que os concreto de baixa resistência, fato que segundo DAL MOLIN(1995) é devido a uma menor microfissuração da pasta hidratada e da zona de transição dos concretos de alto desempenho.

Vários autores atribuem determinadas faixas de variação para o coeficiente de Poisson para concretos de baixa resistência, porém todos concordam que para os concretos de alto desempenho os valores diminuem.

2.2.1.5 RELAÇÃO TENSÃO x DEFORMAÇÃO

Segundo BACCIN (1998) a relação tensão-deformação é dependente de vários parâmetros que incluem variáveis dos materiais, como tipo de agregado, e variáveis do ensaio, tais como idade do concreto, taxa de carregamento, gradiente de deformação e outros mais.

Para o FIP/CEB-197 (1990) as principais diferenças entre as curvas tensão-deformação para o concreto tradicional e de alto desempenho são:

- ↳ uma relação tensão-deformação linear para uma maior porcentagem de tensão máxima nos concretos de alto desempenho;
- ↳ uma deformação ligeiramente maior para uma tensão máxima nos C.A.D.;
- ↳ deformação última reduzida pode ser observada, em classes intermediárias de C.A.D.

BACCIN (1998) atribui essas diferenças à melhoria da ligação pasta-agregado e à menor quantidade de microfissuras para baixos níveis de carregamento, o que implica uma maior linearidade na relação tensão-deformação nos C.A.D.

Ainda nos C.A.D. a diferença de rigidez entre a pasta de cimento e o agregado é menor, o que permite uma distribuição de tensão interna mais uniforme sobre o

⁶ SHAH,S.P.; AHMAD, S.H., eds (1994) *High performance concretes and applications*. London, Edward Arnold. 403p.

material. Todavia o menor desenvolvimento do estado de microfissuração interna reduz a possibilidade de uma redistribuição de tensão do material, conduzindo à ruptura frágil do concreto, ou seja, com a redução de fissuração tem-se um colapso repentino, sem dar avisos, em função da menor capacidade de redistribuição de esforços.

2.3 CONCRETO COM ADIÇÃO DE FIBRAS

Segundo o ACI 544.3R (1993) o concreto armado com fibras de aço (C.A.F.) é um compósito constituído por uma matriz de cimento Portland, agregado miúdo e graúdo, reforçado com fibras de aço descontínuas, podendo ainda conter adições de materiais pozolânicos e aditivos comumente empregados no concreto convencional.

Segundo NUNES (1998) as propriedades do concreto que mais são incrementadas com a adição das fibras são a tenacidade à flexão, a resistência à fadiga e a resistência ao impacto.

Para BUDWEG e BOSCOV (1994) o C.A.F. pode ser utilizado com vantagens técnicas e econômicas sempre que as condições de solicitação resultarem em tensões moderadas e difusas de tração por flexão, e destacam os seguintes campos de aplicação:

- ↳ revestimento de túneis e galerias subterrâneas de minas;
- ↳ contenção de taludes e estabilização de encostas de rocha;
- ↳ pisos industriais, pavimentos de estradas de rodagem, pátios de estacionamento de aviões e pistas de rolamento de aeroportos;
- ↳ estruturas hidráulicas.

Os pesquisadores ainda citam casos em que o C.A.F. foi utilizado com sucesso, como:

- ↳ revestimento de elementos estruturais (vigas, colunas, etc.) de aço, para proteção contra os efeitos de incêndios;
- ↳ revestimento refratário de fornos industriais;
- ↳ construção de reservatórios de água e piscinas;
- ↳ restauração de estruturas de concreto danificadas ou deterioradas;
- ↳ sustentação temporária de escavações;
- ↳ produção de pré-moldados.

Existem pesquisas como a de GANESAN e MURTHY (1990) que estudam a aplicação do C.A.F. na execução de pilares, analisando o comportamento quanto ao confinamento da seção e a ductilidade do elemento estrutural.

2.3.1 TRABALHABILIDADE

Com a adição de fibras, via de regra a trabalhabilidade do concreto fica prejudicada, devido ao aumento do atrito interno entre as partículas da massa de concreto, exigindo uma maior quantidade de pasta capaz de envolver as fibras, que apresentam uma grande área superficial.

Segundo HANNANT (1978) os parâmetros que mais influenciam a trabalhabilidade no C.A.F. são o volume de fibra adicionado e o fator de forma da fibra utilizada, comprovando-se que quanto maior o teor de fibras e maior o fator de forma, maior será a perda de trabalhabilidade.

Para BENTUR e MINDESS (1990) um menor nível de compactação conduzirá a uma perda de aderência na interface fibra-matriz, prejudicando o comportamento pós-fissuração. Outro fator que influencia a perda de trabalhabilidade é o tamanho e o teor de agregados, sendo que quanto maior o tamanho dos agregados menor é a trabalhabilidade da mistura.

Segundo NUNES (1998), outro aspecto a ser observado é a orientação das fibras durante a moldagem, pois as fibras são monofilamentos individuais discretos e em princípio distribuídos de forma uniforme e aleatória, mas cuja distribuição na matriz na prática não chega a ser completamente uniforme e nem perfeitamente aleatória. Se a razão entre o comprimento da fibra e a espessura da matriz for grande, o arranjo será bidimensional. O arranjo bidimensional dará ao compósito um comportamento anisotrópico.

2.3.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO

As fibras modificam o comportamento mecânico e físico do concreto, promovendo melhorias em diversas propriedades do concreto endurecido, dependendo do tipo e do teor de fibras.

Uma das propriedades mecânicas de maior destaque é o do comportamento pós-fissuração do concreto. Segundo BENTUR e MINDESS (1990) a ruptura da

matriz de concreto deixa de ser frágil e o compósito passa a possuir certa capacidade portante após o aparecimento das fissuras, resultando em um comportamento não frágil e sendo capaz de absorver grande quantidade de energia até a ruptura total do material.

Para LI (1992) este comportamento deve-se ao fato da fibra trabalhar como ponte de transferência de tensões através das fissuras, evitando a sua propagação e permitindo ao elemento suportar esforços mesmo fissurado.

ROBINS, AUSTIN e JONES(1996) consideram que o principal mecanismo de reforço conferido ao concreto relaciona-se à tendência das fibras serem arrancadas da matriz, podendo ocorrer o seu escoamento e ruptura ou seu total arrancamento da matriz.

A capacidade portante pós-fissuração do C.A.F. depende de diversos fatores relacionados à matriz de concreto e às fibras, tais como a resistência da matriz, o volume adicionado de fibras, a geometria, o tipo e o material da fibra, a disposição das fibras dentro da matriz e a qualidade da interface fibra-matriz.

Tratando-se da resistência à tração e flexão, cisalhamento e impacto, e do efeito de ações dinâmicas, as fibras de aço são particularmente efetivas, segundo BENTUR e MINDESS (1990). Entretanto, a adição de fibras de aço no concreto, em teores abaixo do volume crítico (volume em que o compósito mantém uma resistência residual pós-fissuração igual à resistência da matriz, ou seja a matriz teria um comportamento elasto-plástico perfeito), contribui muito pouco para elevação da resistência à tração.

Segundo NUNES (1998) adicionar fibras de aço ao concreto somente para aumentar a resistência à tração do concreto é ineficaz e inviável, uma vez que a principal contribuição das fibras ocorre após a ruptura da matriz, quando o compósito apresenta maior capacidade portante e maior capacidade de absorver energia.

A adição das fibras de aço contribui muito pouco para a resistência à compressão do concreto, segundo BENTUR e MINDESS (1990), assim como na tração a contribuição mais significativa das fibras ocorre somente após a fissuração do concreto.

2.4 AÇOS

A NBR7480 (1996) classifica como barras os produtos de bitola 5mm ou superior, obtidos por laminação a quente, e classifica como fios aqueles de bitola 10,0mm ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente.

As principais características das barras e fios destinados a armaduras para concreto armado estão especificadas na NBR7480 (1996), e as considerações das propriedades mecânicas e considerações para projetos de armaduras estão descritas na NBR 6118 (1978).

Foram utilizadas na pesquisa barras de diâmetro de 10,0mm, 8,0mm e 6,3mm.

2.5 TELAS SOLDADAS

Segundo a NBR7481 (1982) define-se como tela soldada uma armadura pré-fabricada, formada por fios de aço longitudinais e transversais sobrepostos e soldados entre si em todos os pontos de cruzamento (nós), por corrente elétrica (caldeamento), formando malhas quadradas ou retangulares.

As características das telas de aço soldada para armadura de concreto estão disponíveis na NBR7481.

Na pesquisa foram utilizadas as malhas EQ98 e EQ120 fabricadas pela TELCON S.A., sendo que os detalhes destas malhas se encontram no Capítulo 05.

2.6 FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço para reforço em compósitos de matriz cimentícia são especificadas pela ASTM A820 (1994a), onde o tipo de material, resistência mecânica, geometria e os requisitos de controle dessas características para aceitação estão detalhados.

As fibras podem possuir seção transversal circular quando produzidas por corte de arames com seção transversal até 1mm de diâmetro, ou retangular quando obtidas por corte de chapas de aço.

As fibras também podem ser classificadas de acordo com sua conformação para ancoragem, podendo ser com ganchos nas extremidades, onduladas ou retas.

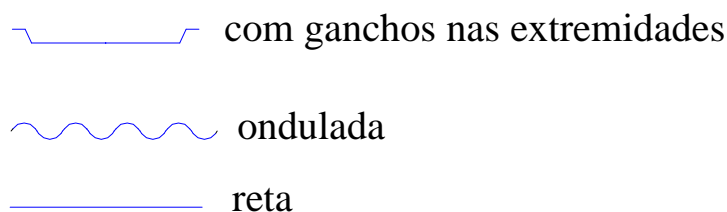
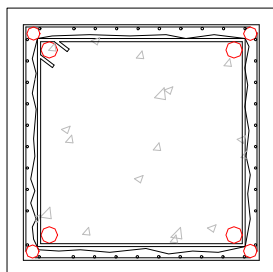


Figura 2.1 – Tipos de fibra

Vários autores verificaram que as fibras com ganchos nas extremidades são mais eficientes do que as retas no ensaio de tração na flexão, uma vez que apresentaram maior capacidade de absorção de energia.

As fibras onduladas possuem grande aderência com a matriz, no entanto, causam diversos pontos de concentração de tensões com microfissuração da matriz e descolamento ao longo de seu comprimento, prejudicando o comportamento do compósito, e ainda são difíceis de se dispersarem na matriz durante o processo de produção.

As fibras utilizadas na pesquisa foram doadas pela **BEMAF - Belgo-Mineira / Bekaert Arames Finos Ltda.**, do tipo DRAMIX RL 45/30 BN, sendo utilizada uma dosagem de 0,5% por volume. Para maiores informações desta fibra pode-se consultar o site <http://www.bekaert.com/building/rl4530bn.htm>.



CAPÍTULO 3

ESTUDOS SOBRE REFORÇO DE PILARES

3.1 ESTUDOS SOBRE REFORÇO DE PILARES

Neste capítulo relatam-se pesquisas, a maioria delas de caráter experimental, elaboradas para análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados por encamisamento com vários tipos de materiais.

Procurou-se na pesquisa bibliográfica identificar trabalhos na mesma área deste, uma vez que não existem normas específicas para dimensionamento de reforço, havendo apenas algumas recomendações, como no caso do CEB162(1983).

No contexto deste capítulo, os artigos obtidos na pesquisa bibliográfica apresentam datas de publicação que variam de 1975 a 1998. Não se teve acesso a trabalhos anteriores a 1975, contando-se apenas com as citações nos artigos analisados, o que evidencia a atualidade e importância do tema desenvolvido nesta pesquisa.

Nos tópicos a seguir são apresentados os trabalhos de maior relevância em relação ao tema deste trabalho. No texto procurou-se relatar os trabalhos em ordem cronológica.

ORTIZ e DIAZ (1975) fizeram um dos mais antigos estudos sobre reforço de pilares, onde compararam os desempenhos dos reforços por encamisamento com concreto armado e por perfis e chapas metálicos, analisando um pilar de seção quadrada de 25cm x 25 cm e altura de 160 cm, com todas as armaduras obedecendo à norma espanhola (Figura 3.1a). O reforço de concreto consistiu no aumento da seção transversal do

pilar para 35cmx35cm, pelo acréscimo de uma camisa de reforço de 5cm de espessura. Utilizou-se 4 barras de diâmetro de 10mm como armadura longitudinal e estribos de diâmetro de 6mm com espaçamento de 15cm como armadura transversal (Figura 3.1b). O reforço metálico consistiu na utilização de quatro cantoneiras de 55mmx55mmx6mm, ligadas por presilhas de 80mmx8mm a cada 400mm (Figura 3.1c).

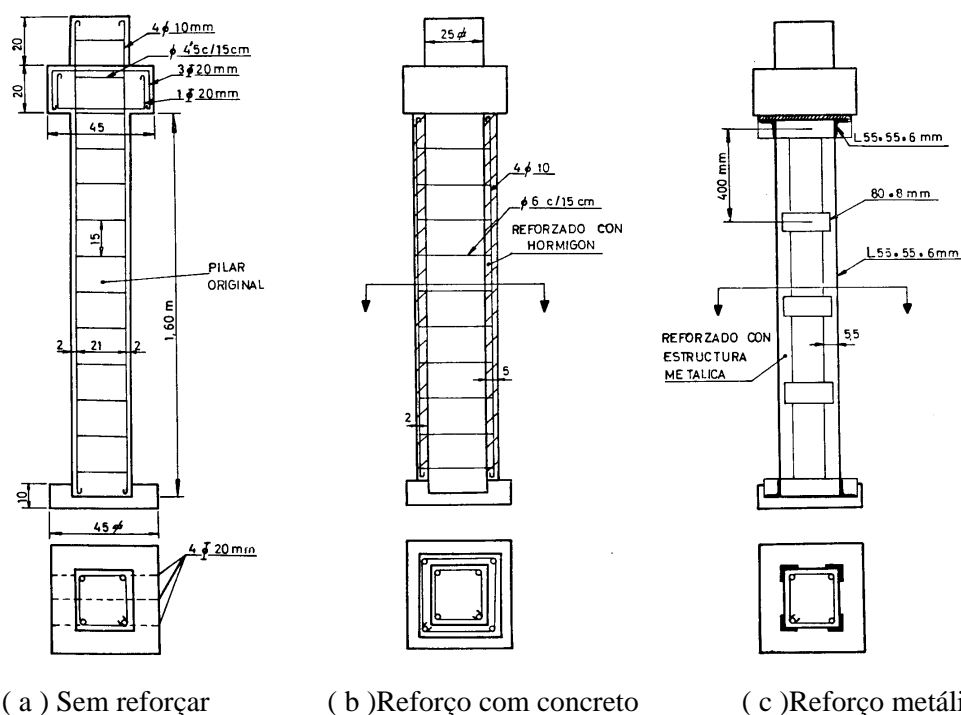


Figura 3.1 - Pilares ensaiados por ORTIZ e DIAZ(1975)

Foram executadas seis séries de 3 pilares cada, sendo que em cada série se reforçou um com concreto, outro com elementos metálicos e o terceiro não foi reforçado, para servir como elemento de comparação. Todos os modelos foram ensaiados à compressão axial, sendo medidas por meio de faixas extensométricas a força aplicada e a deformação nas barras longitudinais e nos perfis metálicos. Em todos os modelos foi simulada uma laje de 20cm de espessura na extremidade superior e se prolongou o pilar em 20cm com o objetivo de não esmagar a laje à compressão. A parte inferior dos modelos terminava em uma placa de concreto.

Os resultados obtidos nos ensaios à compressão estão apresentados na Tabela 3.1. Com base nos modelos, ORTIZ e DIAZ (1975) concluíram que a maior eficiência alcançada pelo reforço com concreto foi devida à aderência e ao atrito

produzido entre os dois concretos, sendo que nesses modelos a eficiência dos reforços só não foi maior devido à ruptura por puncionamento da laje na parte superior do modelo. No caso de reforço metálico, conclui-se que seria preciso um estudo mais profundo para a análise da confiabilidade deste tipo de reforço, intensificando-se o estudo da associação aço e concreto e aumentando-se a rigidez das bases e dos capitéis metálicos.

Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de ORTIZ e DIAZ (1975)

Condição do pilar	Carga de ruína (kN)						
	Séries						
	1	2	3	4	5	6	Média
Sem reforço (I)	860,44	874,18	871,43	780,71	742,23	802,7	821,95
Reforço de concreto (II)	1586,5	1472,5	1326,7	1326,7	1440,7	1320,5	1412,27
Reforço metálico (III)	1433,5	1320,5	1244,5	1054,5	1269,75	1067,2	1234,99
Relação (II / I)	1,84	1,68	1,52	1,70	1,94	1,64	1,72
Relação (III / I)	1,7	1,51	1,43	1,35	1,71	1,33	1,50

BETT et al. (1988) fizeram o estudo de colunas reforçadas por encamisamento com concreto armado, sendo as colunas ensaiadas à compressão axial e carregamento lateral cíclico simulando sismos. Foram ensaiados 4 modelos, sendo:

↳ modelo 1-1: trata-se da coluna original de seção transversal de 30cm x 30cm, armada com 8 barras longitudinais de 19mm, e estribos de diâmetro de 6mm espaçados a cada 20cm, com blocos nas extremidades de seção quadrada de 92cm com altura de 46cm, tendo a coluna a altura de 92cm, conforme Figura3.2;

↳ modelo 1-2: trata-se da coluna original reforçada por camisa de concreto projetado com espessura de 6,35cm e com armadura longitudinal composta de 4 barras de 10 mm de diâmetro e estribos de 6mm de diâmetro espaçados a cada 20cm;

↳ modelo 1-3: trata-se da coluna original reforçada por camisa de concreto projetado com espessura de 6,35cm e com armadura longitudinal composta de 4 barras de 10 mm de diâmetro nos cantos da seção e de 4 barras de 20mm de diâmetro no meio dos lados da seção. A armadura transversal era composta de estribos de

6mm de diâmetro, espaçados a cada 20cm, e ganchos que ligavam as barras longitudinais localizadas no meio das faces, que eram compostos de barras de diâmetro de 10mm e espaçados a cada 23cm;

↳ modelo 1-1R: trata-se do modelo 1-1 reforçado, após a sua ruptura, por meio de concreto projetado, sendo o reforço composto de armadura longitudinal e transversal iguais às empregadas no modelo 1-3.

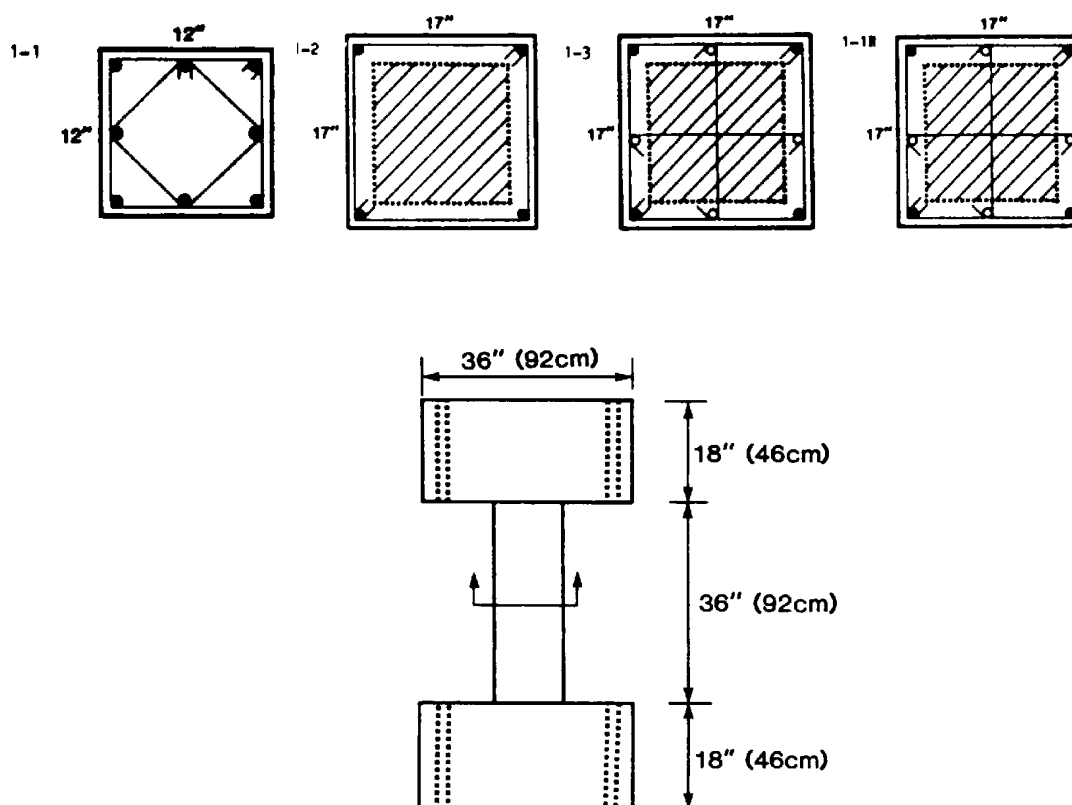


Figura 3.2 – Detalhe dos modelos ensaiados (BETT et al., 1988)

O modelo 1-3 praticamente teve o mesmo desempenho no ensaio com aplicação de força monotônica comparado com o modelo 1-2, mas demonstrou melhor desempenho quando solicitado por forças laterais.

Já o modelo 1-1R se apresentou quase tão resistente e rígido quanto os modelos 1-2 e 1-3.

ERSOY et al. (1993) estudaram duas séries de pilares reforçados por encamisamento com concreto armado.

Na série 1 foram testados quatro pilares básicos que têm dimensões e armaduras idênticas, sob carregamento monotônico axial. Dois pilares foram encamisados depois do descarregamento, enquanto os outros dois foram encamisados sob carregamento, tendo em vista que na prática não é possível descarregar totalmente o pilar.

Os modelos tinham 650mm de altura, sendo as características geométricas da seção transversal mostradas na Figura 3.3. As armaduras dos pilares básicos eram compostas de 4 barras de diâmetro de 10mm para armadura longitudinal e armadura transversal de estribos de 4mm de diâmetro com espaçamento de 5cm. As armaduras do reforço consistiam de 4 barras de 10mm de diâmetro, com estribos de 4mm de diâmetro, espaçados de 5cm.

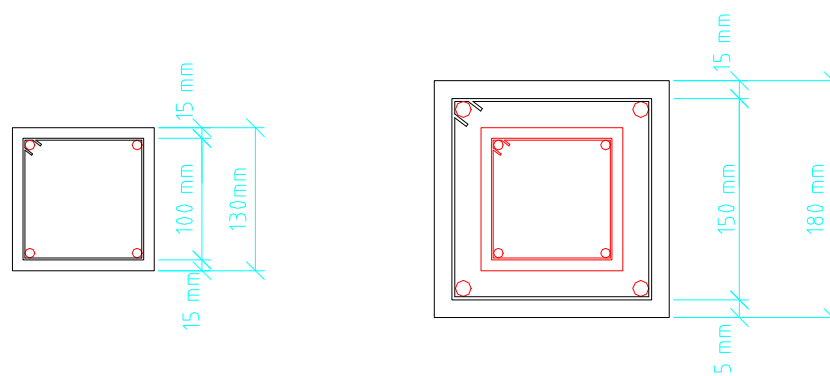


Figura 3.3 - Características geométricas da série 1 (ERSOY et al.,1993)

A série 2 consistiu de três modelos encamisados e dois monolíticos básicos com as mesmas dimensões e armaduras. Todos os pilares foram ensaiados sob carregamento axial combinado com flexão. Foram sujeitos 2 elementos a flexão monotônica, enquanto os outros foram submetidos a flexão com ciclos invertidos.

Os modelos tinham 650mm de altura, sendo que as características geométricas da seção transversal são mostradas na Figura 3.4. As armaduras dos pilares básicos eram compostas de 4 barras de diâmetro de 12mm para armadura longitudinal, e estribos de 4mm de diâmetro com espaçamento de 10cm. As armaduras do reforço consistiam de 4 barras de 8mm de diâmetro, com estribos de 4mm de diâmetro, espaçados de 10cm.

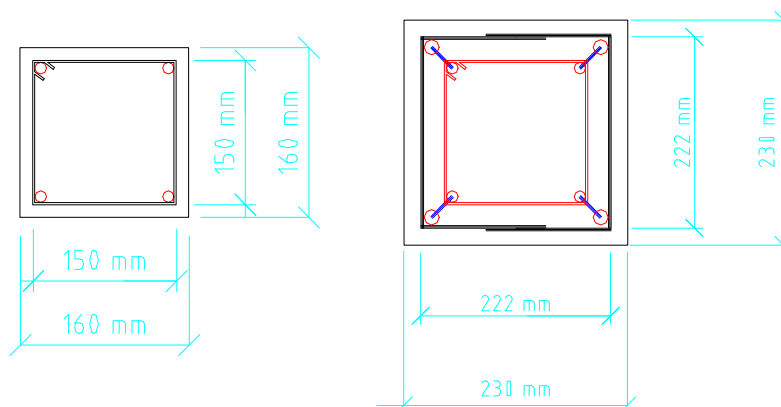


Figura 3.4 - Características geométricas da série 2 (ERSOY et al., 1993)

Nos modelos da série 1, os pilares encamisados após o descarregamento alcançaram cerca de 80% a 90% da resistência do pilar de referência. Pilares encamisados executados sob carregamento também se comportaram bem, chegando a cerca de 90% da resistência dos pilares encamisados após o descarregamento.

Submetendo os pilares a carregamentos combinados de compressão e flexão, os ensaios mostraram que o reforço executado sobre o elemento carregado possibilita uma resistência de cerca de 90% do modelo monolítico de comparação, o que evidencia a participação do núcleo original.

GANESAN e ANIL (1993) fizeram um estudo do confinamento de pilares de concreto armado com camisas de argamassa armada, submetidos à compressão axial.

Todos os pilares apresentaram as dimensões mostradas na Figura 3.5, com altura de 75cm. A armadura longitudinal era composta de 4 barras de 12mm de diâmetro e os estribos eram compostos de barras de 6mm de diâmetro. Foram utilizadas taxas de armadura transversal de 0,3%, 0,6%, 0,9% e 1,8%. Foram moldados 14 pilares, sendo 4 de concreto armado comum com as respectivas taxas de armadura transversal, e 10 pilares com camisas de argamassa armada de 20mm de espessura, com o núcleo de concreto armado de 11cm.

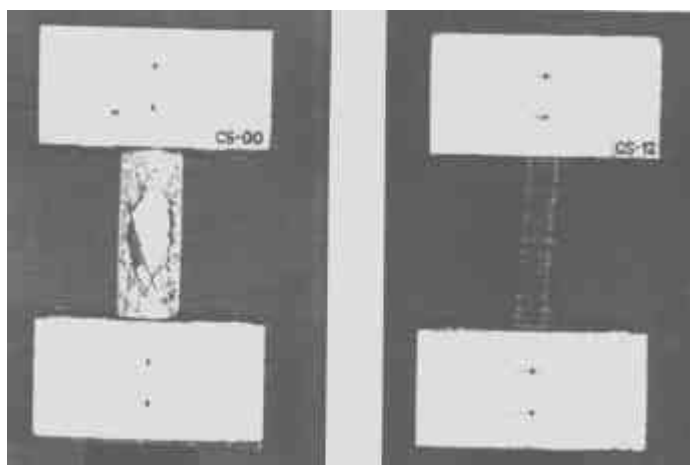


Figura 3.7 – Modelos após o ensaio (TANAKA et al.,1994)

Os modelos foram submetidos à combinação de força axial e flexão. Os resultados obtidos mostraram que a utilização de fibras de carbono aumenta a capacidade resistente ao cisalhamento e à flexão dos pilares de concreto armado, e é uma técnica que não traz transtornos na sua aplicação a estruturas existentes. Foram também executados ensaios de durabilidade conforme a JIS A1415 com ensaio simulando 30 anos de exposição, o qual foi considerado suficientemente durável.

NEDWELL et al. (1994) repararam pilares de concreto armado de dimensões apresentadas na Figura 3.8, os quais foram armados com 4 barras de 10mm de diâmetro e estribos de 6mm espaçados a cada 9cm. Os pilares foram ensaiados à compressão axial até o surgimento do primeiro tipo de dano e depois foram reparados com argamassa armada, variando-se o número de camadas de telas de aço entre 1 a 3.

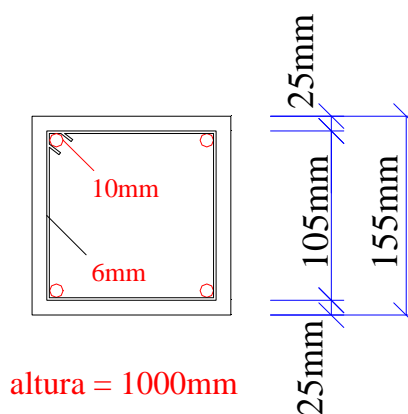


Figura 3.8 - Características geométricas dos modelos (NEDWELL et al.,1994)

Pelos resultados obtidos, observou-se um aumento na rigidez e na capacidade resistente dos pilares, mesmo com a utilização de apenas uma tela de aço.

FRANGO et al. (1995) ensaiaram prismas de concreto armado reforçados por tiras metálicas pré-tensionadas, solicitando-os à compressão axial e flexão. Pelos resultados experimentais, comparados com o modelo proposto ao EUROCODE 8 para dimensionamento do reforço através dessa técnica, notou-se que os valores experimentais foram superiores aos teóricos, o que mostra a eficiência desse processo.

RAMIREZ (1996) comparou 6 métodos de reforço de pilares utilizando concreto armado, conforme Figura 3.9, e elementos metálicos, conforme Figura 3.10.

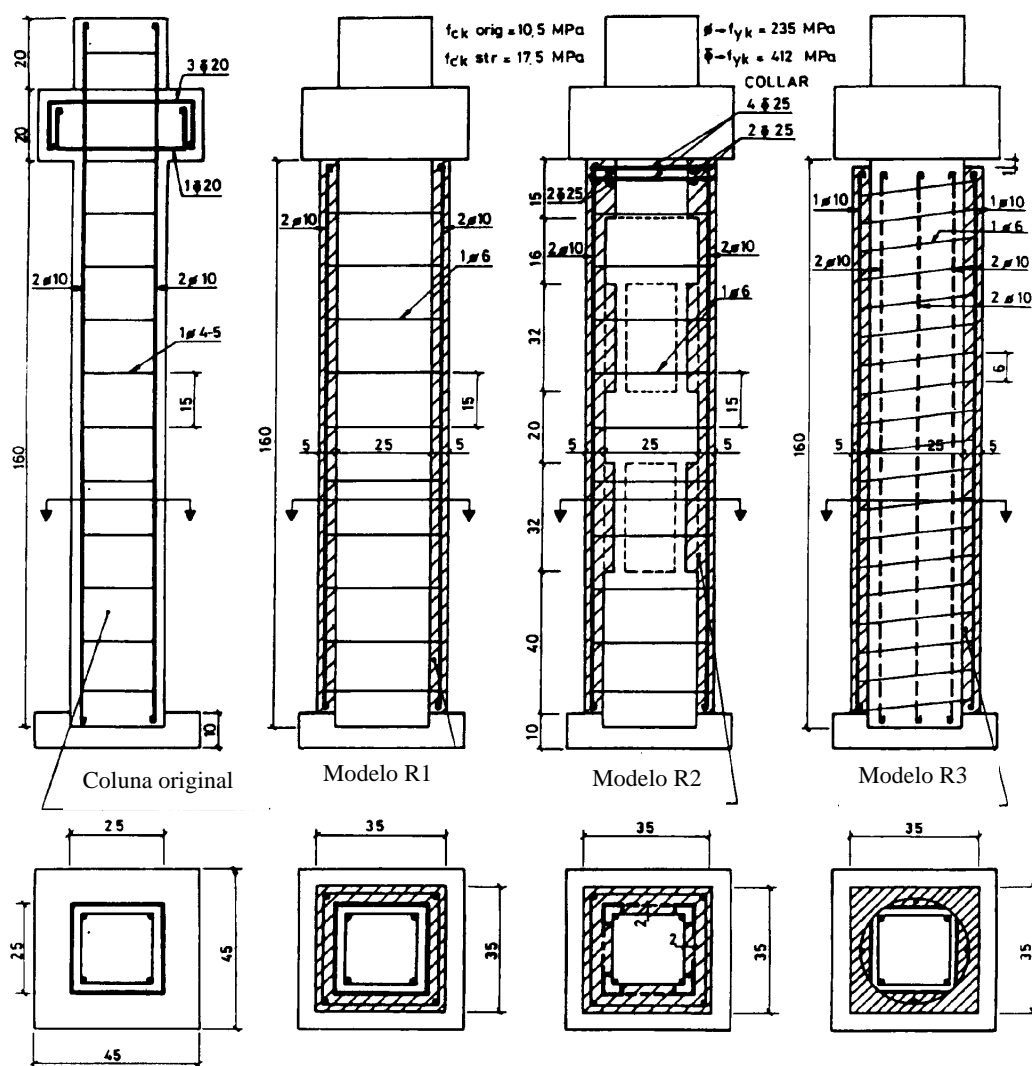


Figura 3.9 - Características geométricas dos modelos em concreto (RAMIREZ, 1996)

HOWIE et al.(1996) ensaiaram corpos-de-prova cilíndricos simulando pilares de concreto encamisados por mantas de compósito de fibra de carbono, submetidos à compressão axial, conforme Figura 3.11.

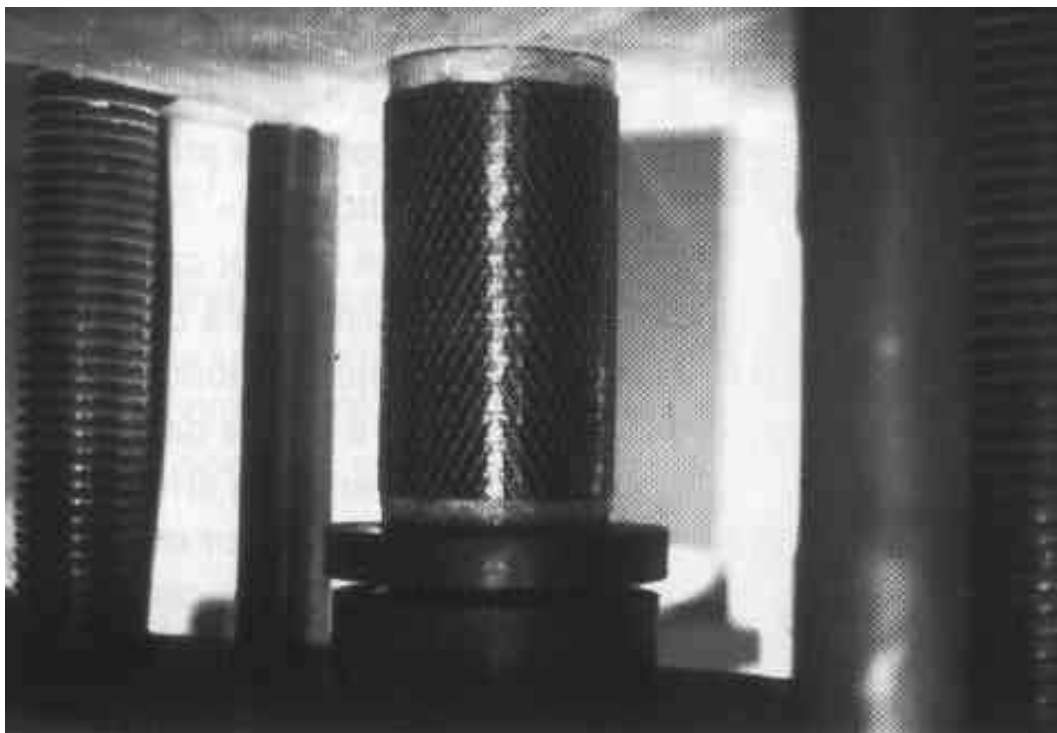


Figura 3.11 – Vista do ensaio (HOWIE et al.,1996)

Todos os modelos foram ensaiados à compressão axial, e com os resultados verificou-se que a arquitetura da manta tem influência na capacidade resistente dos modelos. Verificou-se ainda que apenas com uma camada de manta pode-se aumentar consideravelmente a capacidade resistente.

DRITSOS (1997) ensaiou 10 prismas de concreto com dimensões (15x15x75) cm submetidos à compressão (vide Figura 3.12), os quais foram reforçados por cantoneiras metálicas de (25x25x3)mm com altura de 720mm nos cantos dos prismas e unidas por meio de barras metálicas redondas de 6mm de diâmetro com espaçamentos de 50mm e 100mm, sendo que nessas barras foi aplicada uma pré-tensão de 60MPa e 120 MPa.

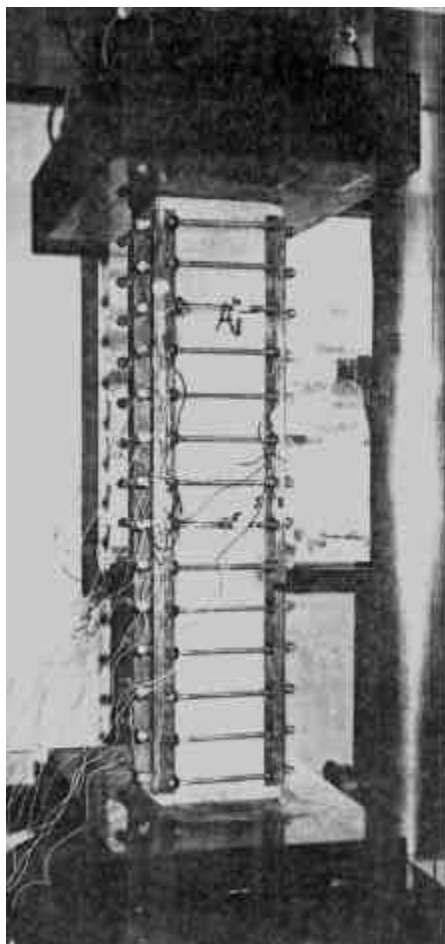


Figura 3.12 – Vista do ensaio (DRITSOS,1997)

Dos resultados conclui-se que para maiores níveis de pré-tensão e menor espaçamento o reforço se torna mais eficaz.

NETTO JÚNIOR e DUMET (1997) fizeram uma avaliação da utilização de chapas de aço coladas e/ou chumbadas para reforço de pilares de concreto armado submetidos à compressão axial. A Figura 3.13 apresenta as dimensões e armaduras dos modelos. O plano de pesquisa consistiu no ensaio de 2 séries compostas de quatro modelos: um sem chapas, um com duas chapas coladas, um com duas chapas chumbadas e um com duas chapas coladas e duas chapas chumbadas.

As chapas de aço eram todas iguais e suas características estão apresentadas na Figura 3.14.

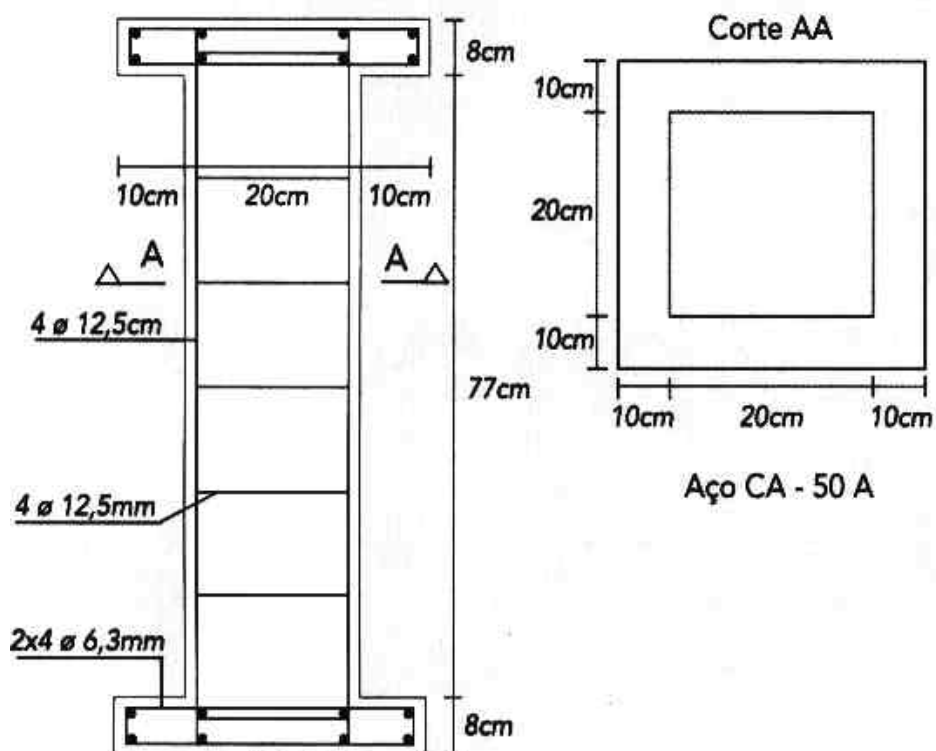


Figura 3.13 – Fôrmas e armaduras dos modelos (NETTO JÚNIOR e DUMET,1997)

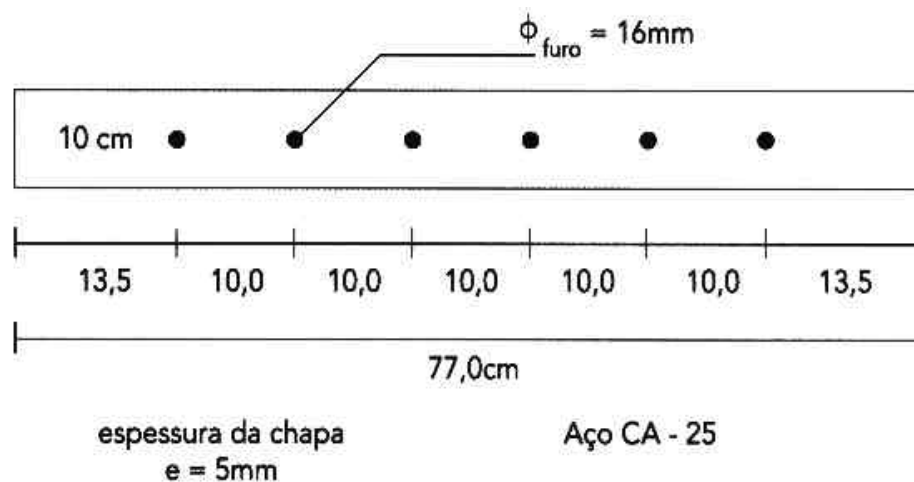
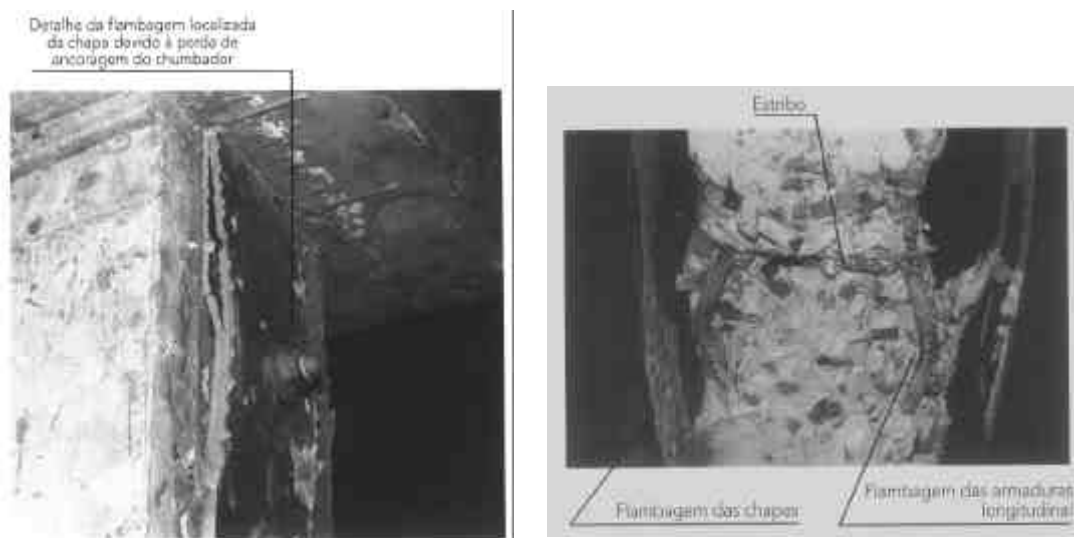


Figura 3.14 – Esquema das chapas de aço (NETTO JÚNIOR e DUMET,1997)



(a) chapa chumbada

(b) chapa colada

Figura 3.15 – Detalhe do colapso dos modelos (NETTO JÚNIOR e DUMET, 1997)

Com a análise dos resultados obtidos nos ensaios os pesquisadores chegaram às seguintes conclusões:

- ↳ a técnica com chapas chumbadas é eficiente em serviço e na ruptura e aumenta a capacidade resistente do pilar;
- ↳ a técnica com chapas coladas, devido ao descolamento e subsequente flambagem, provocou o esmagamento total da seção, sem aumento na capacidade resistente do pilar.

Resumindo, é de se esperar que o reforço feito com chapas só chumbadas tenha um comportamento eficiente.

SEIBLE et al. (1997) trazem um estudo sobre o reforço de pilares com camisas compósitas de fibra de carbono, onde são estudados os critérios de projeto, os modos de falha e o estudo da aplicação em pilares de pontes de seção retangular e circular. Apresentam exemplos experimentais e comparações com fórmulas propostas para o dimensionamento destes reforços, que são basicamente utilizados em regiões sujeitas a sismos.

RODRIGUEZ e SANTIAGO(1998) fizeram o estudo de uma estrutura composta por duas lajes e seis pilares, simulando pavimentos de edifícios que foram

submetidos a carregamentos cíclicos correspondentes a um severo terremoto. Após o ensaio, os pilares foram reparados por meio de encamisamento com concreto, sendo que os detalhes da estrutura podem ser vistos na Figura 3.16.

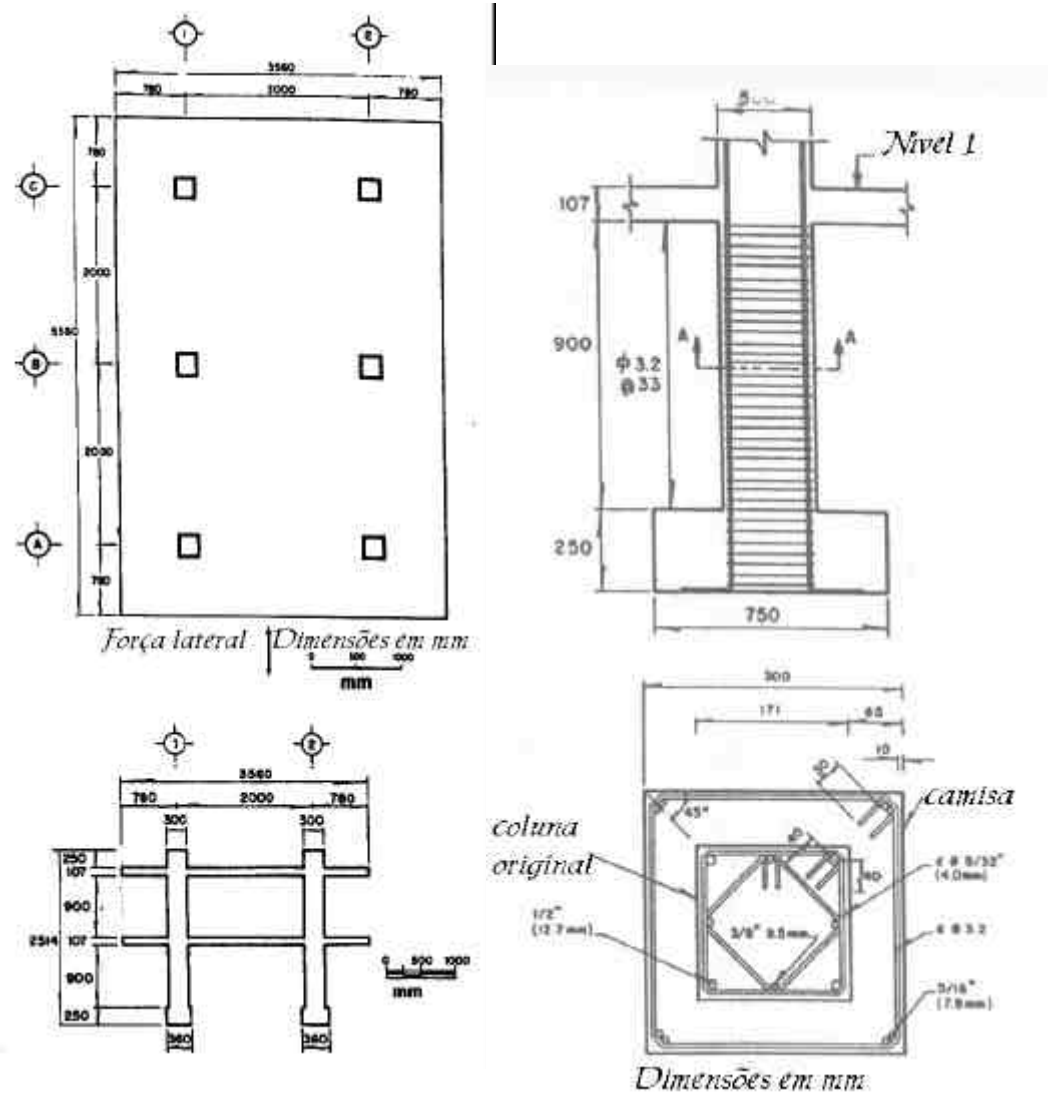


Figura 3.16: Detalhe dos modelos (RODRIGUEZ e SANTIAGO, 1998)

A estrutura foi submetida a carregamentos laterais dinâmicos, e os resultados indicaram que o encamisamento dos pilares melhora a resistência lateral da estrutura, porém o tipo de estrutura adotado apresenta uma característica indesejável, que é a alta flexibilidade lateral que deve ser evitada em regiões de grandes sismos. Todavia, o encamisamento dos pilares em outras estruturas danificadas pode ser uma ótima alternativa de recuperação.

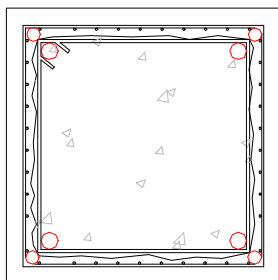
BURKLE e SOUZA (1998) ensaiaram pilaretes que, mantidos sob compressão, foram reforçados por encamisamento com graute. Após isto foram aplicados acréscimos de carga, em ciclos preestabelecidos, para permitir a determinação das parcelas de carga absorvidas pela seção original e pela seção de reforço. Apesar dos próprios autores relatarem as dificuldades e a precariedade impostas pelo equipamento experimental, notou-se que realmente se pode aproveitar a capacidade resistente do núcleo original, embora em seus ensaios não tenha sido possível quantificar o valor da parcela a ser considerada. Outra observação foi o efeito de cintamento exercido pelo reforço no núcleo original, que proporcionou o aumento da sua capacidade portante.

ZANATO et al. (1998) ensaiaram pilares esbeltos de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal, com o uso das seguintes técnicas de reforço:

- a) reforço executado em concreto armado, em determinadas faces dos pilares;
- b) reforço com argamassa com adição de sílica ativa;
- c) reforço com chapas de aço com resina epóxi e elementos fixantes, com diferentes espaçamentos;
- d) reforço com cantoneiras metálicas.

As suas conclusões quanto aos ensaios foram o perfeito funcionamento monolítico entre o núcleo original e o reforço no caso do concreto armado e argamassa, sendo que nos ensaios com elementos metálicos a ruptura ocorreu por flambagem dos elementos e posterior ruptura do concreto.

ALVES e CASTRO (1998) ensaiaram corpos-de-prova de concreto à compressão reforçados com compósito de fibra de vidro, observando-se apenas um pequeno acréscimo de capacidade de carga devido à baixa resistência do compósito.



CAPÍTULO 4

ANÁLISE TEÓRICA

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo tem o objetivo de trazer um embasamento teórico para o entendimento do comportamento estrutural de pilares reforçados, avaliando-se a capacidade resistente, o efeito do confinamento produzido pela introdução do reforço e a ductilidade dos pilares reforçados.

4.2 CAPACIDADE RESISTENTE

O cálculo da distribuição de esforços dos pilares reforçados é problemática, pois os pilares são elementos estruturais que absorvem ações oriundas de diversos pavimentos e na maioria das vezes não é possível aliviar o pilar destas ações.

SOUZA e RIPPER (1998) fazem algumas considerações sobre os pilares:

↳ no caso específico de pilares de sustentação de estruturas industriais com pontes rolantes, o reforço poderá ser executado com as estruturas interditadas ao tráfego, o que configura o descarregamento parcial, admitindo-se com isso a contribuição do núcleo original à resistência global do pilar reforçado;

↳ no caso de edifícios residenciais, comerciais e industriais, que têm suas estruturas projetadas para cargas não permanentes normatizadas e que são em geral muito superiores às que realmente as solicitam, pode-se estimar a uma “sobra” de resistência do pilar, e, com isto, considerar uma carga reduzida. Isto também acontece no caso de depósitos e estruturas industriais, onde se pode descarregar parcialmente a estrutura, na área de influência de carga no pilar no qual será executado o reforço;

↳ imagine-se um pilar em que a sua capacidade resistente esteja perfeitamente ajustada à solicitação que lhe é imposta, e seja reforçado por encamisamento simples, admitindo-se uma perfeita aderência entre o concreto novo e o concreto já existente. Neste caso, após algum tempo decorrido, conseguir-se-á uma seção praticamente homogênea. Teoricamente, após o reforço ter sido executado conferindo ao novo concreto as mesmas propriedades mecânicas e elásticas do original, se não houver nenhuma variação de carga na estrutura, esta seção complementar não entrará em serviço.

SOUZA e RIPPER (1998) ainda consideram que um acréscimo de carga é absorvido em parte pelo núcleo e o restante pelo reforço, porém após a retirada deste acréscimo existem duas possibilidades:

↳ a seção de reforço fica de novo descarregada, livre de tensões;

↳ com o diferencial de carga introduzido ocorre um rearranjo interno de tensões na seção total, tal que, mesmo com a retirada da carga adicional, a seção de reforço permanece contribuindo na resistência do pilar.

Como se vê, a questão do cálculo da capacidade resistente em pilares reforçados ainda traz várias dúvidas, principalmente devido ao fato da introdução do reforço poder ser efetuado com o pilar carregado ou descarregado. Nesta pesquisa simulou-se o pilar descarregado na introdução do reforço, uma vez que o objetivo inicial era analisar o comportamento estrutural dos pilares encamisados com concreto de alto desempenho, identificando-se os mecanismos resistentes e a ductilidade do conjunto.

4.2.1 MODELOS DE CÁLCULO

CÁNOVAS (1988) recomenda que seja desprezada totalmente a contribuição do núcleo na capacidade resistente do pilar reforçado.

SOUZA e RIPPER(1998) consideram que para o encamisamento utilizando concreto deve-se partir para o cintamento do pilar, aumentando-se a capacidade resistente inicial e fazendo com que se possa contar com a colaboração da seção já existente na resistência global do elemento.

Como o objetivo da análise experimental visou submeter os modelos à compressão axial centrada até o colapso, pode-se considerar que a seção transversal em que ocorre a ruína está submetida ao estado de deformação definido pela Reta b no diagrama dos domínios da NBR6118, com deformação específica máxima do concreto igual a 0,2 %.

Para determinar a capacidade resistente dos modelos reforçados, utilizou-se a equação de equilíbrio para as forças verticais, supondo-se a perfeita solidariedade entre o concreto e a armadura:

$$F_u = A_{ccad}0,9f_{cmcad} + A_c0,9f_{cm} + A_s f_y \quad (4.1)$$

onde:

F_u = capacidade resistente do modelo;

A_{ccad} = área de concreto da camisa de reforço;

f_{cmcad} = resistência média do concreto da camisa de reforço;

A_c = área de concreto do pilar original;

f_{cm} = resistência média do concreto do pilar original;

A_s = área das armaduras longitudinais do pilar original e camisa de reforço, considerando também as telas soldadas;

f_y = resistência do aço medida no gráfico força x deformação das barras e telas correspondentes, no Capítulo 5.

O valor do coeficiente de modificação da resistência dos concretos igual a 0,90, conforme explicação dada por FUSCO (1995), é obtido como resultado do produto de outros três coeficientes:

$$K_{mod} = k_{mod1} \times k_{mod2} \times k_{mod3} \quad (4.2)$$

O uso do coeficiente k_{mod1} serve para levar em consideração o crescimento da resistência do concreto ao longo do tempo, contado a partir dos 28 dias de idade. Adotou-se o valor de k_{mod1} igual a 1,0, pois os foram realizados com idade inferior a 28 dias. Cabe informar que o valor de k_{mod1} indicado por LIMA(1997), para concreto de alta resistência, situa-se entre 1,0 e 1,1.

No uso de k_{mod2} considera-se que a resistência média do concreto obtida em corpos-de-prova cilíndricos é superestimada, pois sabe-se que a resistência média em corpos-de-prova de tamanho maior é menor, por haver menor influência do atrito do corpo-de-prova com os pratos da prensa de ensaio. O valor de k_{mod2} pode ser tomado igual a 0,95 para corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm; como se utilizaram corpos-de-prova cilíndricos 10cm x 20cm, pode-se admitir uma redução de 5% no coeficiente k_{mod2} , obtendo-se o valor de 0,90.

A introdução do coeficiente k_{mod3} visa considerar o efeito deletério da ação de longa duração na resistência do concreto. Nos concretos de alta resistência, submetidos a ações de longa duração, a redução da resistência é da ordem de 15% a 20%; no entanto, como o ensaio foi realizado em um protótipo com idade inferior a 28 dias e com a ação de curta duração, deve-se tomar para k_{mod3} o valor 1,0.

Assim, o valor de k_{mod} é dado por:

$$k_{mod} = 1,0 \times 0,9 \times 1,0 = 0,90$$

Porém, por se utilizar de concreto de alta resistência na camisa de reforço, traz-se uma nova alternativa de estimativa da capacidade resistente considerando apenas à área confinada pela armadura de reforço, adotando-se portanto um valor menor para A_{ccad} , e para diferenciar esta nova alternativa denominou-se a primeira hipótese como *Cálculo total* e a segunda hipótese como *Cálculo parcial*.

4.3 CONFINAMENTO

Em regiões de grandes atividades sísmicas, no projeto de elementos estruturais como os pilares, toma-se como um critério essencial a ductilidade do elemento a fim de resistir aos esforços sísmicos. Para isto várias normas recomendavam o uso de taxa elevadas de armadura transversal. Ao longo do tempo vários pesquisadores

verificaram que aumentando a taxa de armadura transversal ocorre o fenômeno de confinamento do concreto, que consiste basicamente em um aumento da resistência à compressão do concreto do elemento. Isto se deve ao fato de quando submetido a forças de compressão, o concreto sofre um encurtamento longitudinal e, devido ao coeficiente de Poisson, ele expande lateralmente, e esta expansão é contida pela armadura transversal, a qual fica submetida a tensões de tração que produzem uma pressão de confinamento no concreto, elevando a sua resistência.

Segundo BACCIN (1998) os fatores que mais influenciam no comportamento do concreto confinado são:

↳ taxa de armadura transversal: aumentando-se a taxa volumétrica da armadura transversal, aumenta-se diretamente a pressão de confinamento, ocasionando um aumento na resistência e na ductilidade, conforme Figura 4.1;

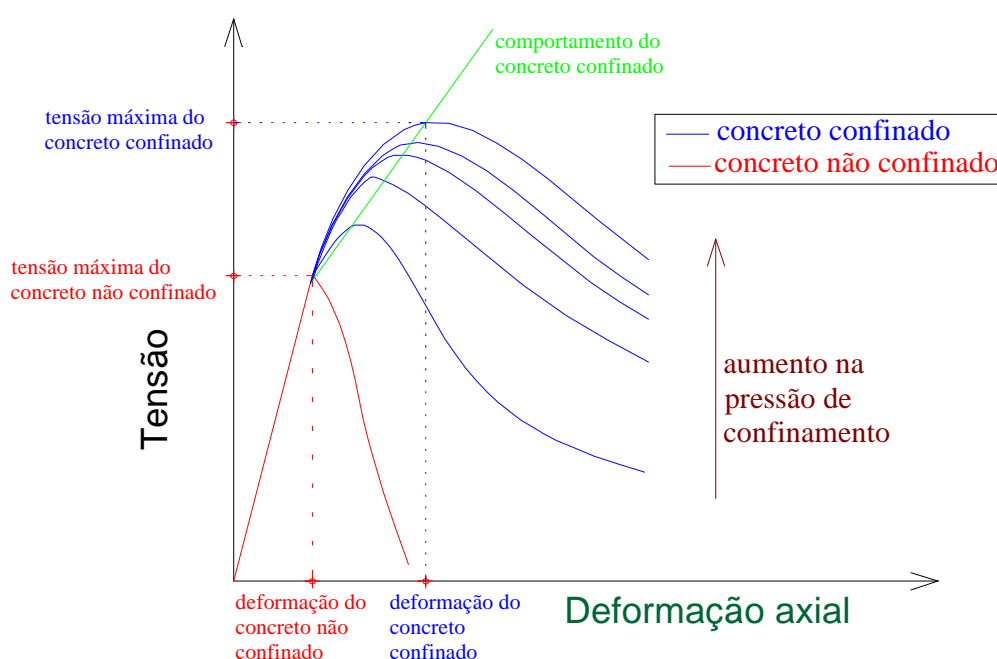


Figura 4.1 – Comportamento do concreto confinado

↳ resistência da armadura de confinamento: RAZVI e SAATCIOGLU¹ apud BACCIN (1998) indicam que o aumento na resistência da armadura de

¹ RAVZI,S.R.; SAATCIOGLU, M.(1994). Strength and deformability of confined high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, v.91,n.6,p.678-687.November-December.

confinamento proporciona uma melhora na resistência e na tenacidade apenas para pilares bem confinados;

↳ espaçamento da armadura de confinamento: este é um parâmetro que afeta a distribuição da pressão de confinamento, pois espaçamentos menores aumentam a uniformidade da pressão lateral e melhoram a eficiência da armadura de confinamento;

↳ geometria da seção: é sabido que a armadura em espiral é mais eficiente no confinamento do concreto do que os estribos retangulares. Esta superioridade é explicada pela forma geométrica da armadura em espiral, que produz pressões uniformes e contínuas ao redor da circunferência do núcleo. Já os estribos não produzem pressões uniformes, provocando concentrações de pressão nas extremidades, e a eficiência diminui muito mais com o uso de estribos retangulares;

4.3.1 MODELOS DE CONFINAMENTO

Estudando alguns modelos de cálculo do efeito de confinamento, propostos para o concreto confinado por barras longitudinais e horizontais (estribos) de armadura, constatou-se ser possível aplicar o mesmo raciocínio para se avaliar o grau de confinamento do concreto do pilar de referência encamisado por concreto de alta resistência.

A seguir, são apresentados alguns modelos propostos, os quais são empregados no decorrer deste estudo.

Para todos os modelos propostos, o confinamento será avaliado considerando a distribuição de pressões laterais f_l apresentadas na Figura 4.2.

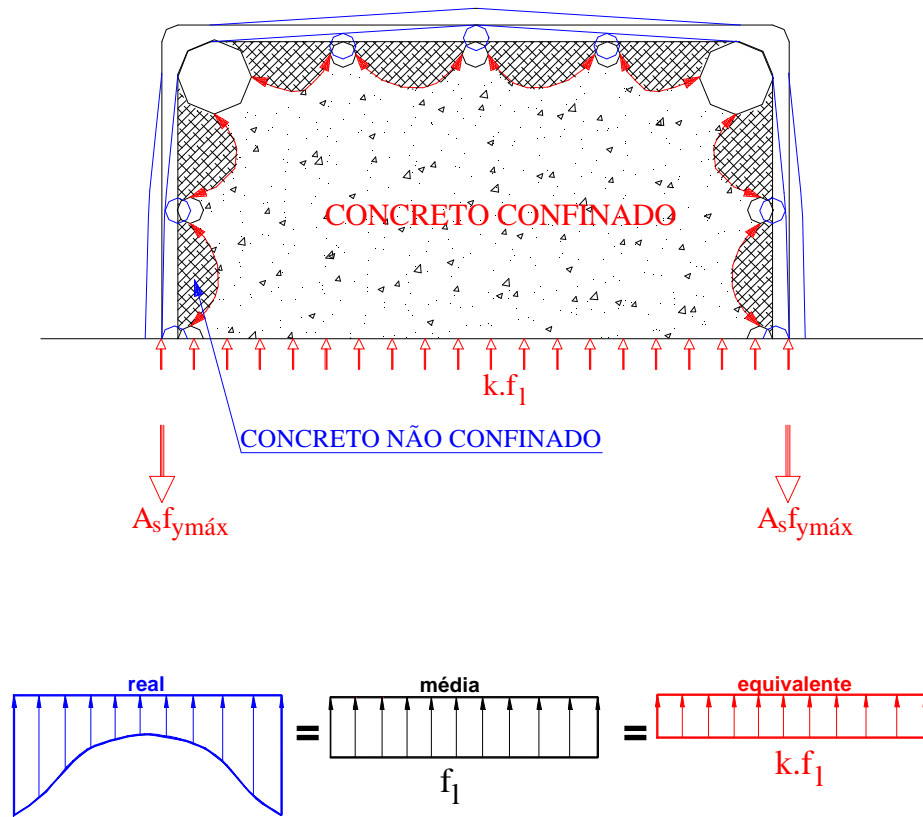


Figura 4.2.: Configuração da pressão lateral na seção dos modelos reforçados

Resolveu-se adotar duas áreas de concreto confinado, conforme Figura 4.3, sendo a primeira considerando-se o efeito da armadura de reforço e a outra considerando-se o confinamento da armadura do pilar original.

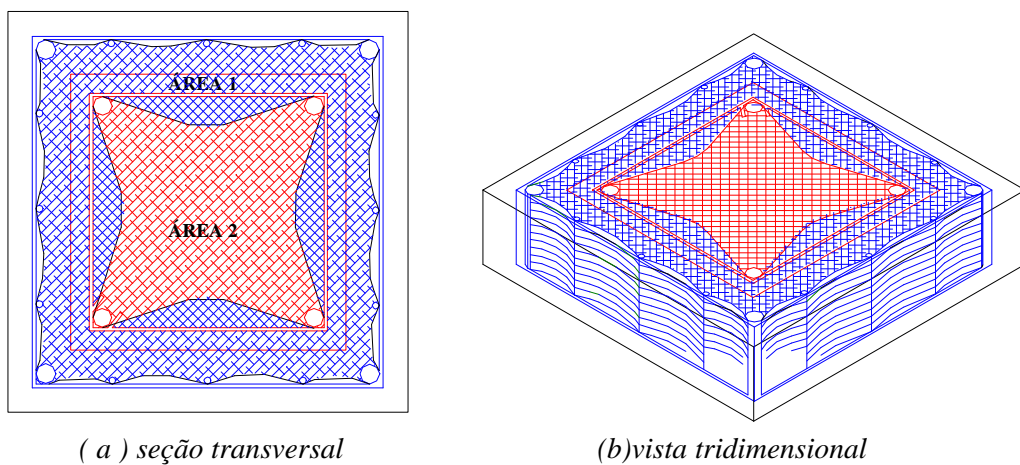


Figura 4.3: Áreas de confinamento adotadas para o pilar reforçado

4.3.1.1 MODELO ADAPTADO DE CUSSON & PAULTRE (1993)

Este modelo foi desenvolvido a partir de uma série de dados experimentais obtidos para pilares em concreto de alta resistência, armados com barras longitudinais e transversais e para os quais o confinamento é dado por estas barras. Portanto, tal modelo de confinamento aplica-se a este tipo de pilar. As seções estudadas eram quadradas.

O modelo consiste em calcular a pressão lateral nominal f_l de confinamento, exercida pelos estribos sobre o concreto do núcleo através da seguinte expressão:

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \cdot \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (4.3)$$

onde:

f_{hcc} : tensão nos estribos para a máxima resistência do concreto confinado;

A_{shx} : área total de aço dos estribos na direção perpendicular a x (Figura 4.4)

A_{shy} : área total de aço dos estribos na direção perpendicular a y (Figura 4.4)

s : espaçamento de centro a centro entre os estribos (Figura 4.4)

c_x : dimensão do núcleo de concreto paralelo a x (Figura 4.4)

c_y : dimensão do núcleo de concreto paralelo a y (Figura 4.4)

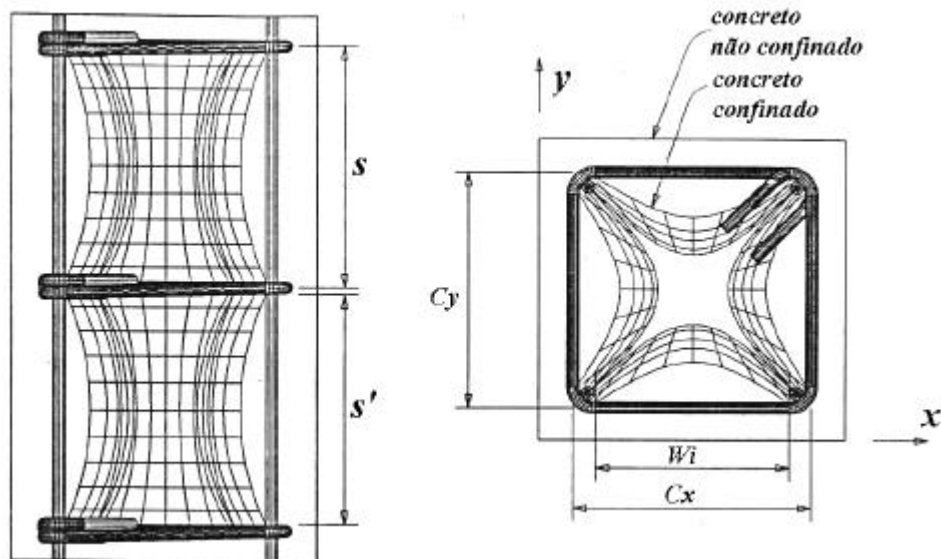


Figura 4.4: Representação das características do modelo de CUSSEON & PAULTRE (1993)

Esta pressão nominal f_l é aplicada somente em algumas regiões do núcleo de concreto, devido ao efeito de arqueamento das tensões. Tal arqueamento pode ser descrito por parábolas com tangente inicial inclinada de 45°. Este efeito ocorre no plano da seção e ao longo do comprimento do pilar em concreto armado, devido aos estribos e as barras longitudinais.

À pressão nominal f_l é aplicado o conceito de área de concreto efetivamente confinada, desenvolvido por MANDER et al.² apud CUSSON & PAULTRE (1993) e apresentado sob a forma do coeficiente K_e :

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum \omega_i^2}{6 \cdot c_x \cdot c_y}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2c_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2c_y}\right)}{(1 - \rho_c)} \quad (4.4)$$

sendo:

s' : espaçamento livre entre estribos

ρ_c : taxa longitudinal de amadura em relação ao núcleo de concreto

ω_i : distância livre entre duas barras longitudinais adjacentes

A pressão de confinamento efetiva f_{le} é dada por:

$$f_{le} = K_e \cdot f_l \quad (4.5)$$

É possível calcular também o grau de confinamento – (GC) – do concreto de preenchimento através da expressão:

$$GC = \frac{f_{le}}{f_c} \quad (4.6)$$

sendo:

f_c : resistência do concreto não confinado

CUSSON & PAULTRE (1993) sugerem a seguinte classificação para os GCs dos pilares em concreto de alta resistência armados com armaduras longitudinal e transversal.

² MANDER, J. B. et al. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE Journal of structural engineering*, v.114, n.8, p.1804-1826.

Tabela 4.1 - Graus de confinamento segundo CUSSON & PAULTRE (1993)

<i>Classe</i>	<i>GC</i>	<i>Classificação</i>
1	0% < GC < 5%	baixo grau de confinamento
2	5% < GC < 20%	médio grau de confinamento
3	GC > 20%	alto grau de confinamento

O ganho de resistência axial do concreto confinado é dado por:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 2,1 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_c} \right)^{0,7} \right] \quad (4.7)$$

4.3.1.2 MODELO ADAPTADO DE SAATCIOGLU & RAZVI (1992)

As equações propostas por SAATCIOGLU & RAZVI (1992) estão baseadas no equilíbrio de forças internas da seção, conforme apresentado na Figura 4.2, e aplicam-se a seções retangulares e quadradas.

Os estudos mostraram que o coeficiente de Poisson atinge valores máximos próximo da força de ruptura, quando a pressão lateral f_l também é máxima.

A resistência do concreto confinado é expressa em função da resistência uniaxial do concreto, de acordo com a expressão 4.8. O coeficiente K_1 varia conforme apresentado na expressão 4.9.

$$f_{cc} = f_c + K_1 f_{le} \quad (4.8)$$

$$K_1 = 6,7(f_{le})^{-0,17} \text{ com valor de } f_{le} \text{ em MPa} \quad (4.9)$$

e

$$f_{le} = k_2 \cdot f_\ell \quad (4.10)$$

$$f_\ell = \frac{\sum A_{sw} \cdot f_{y^*}}{s \cdot b} \quad (4.11)$$

$$K_2 = 0,26 \sqrt{\left(\frac{b}{s} \right) \left(\frac{b}{w_i} \right) \left(\frac{1}{f_1} \right)} \leq 1,0 \quad (4.12)$$

sendo:

ω_1 : distância livre entre duas barras longitudinais adjacentes

b : distância de centro a centro da armadura longitudinal

4.3.1.3 MODELO ADAPTADO DE FRANGOU et al. (1995)

O modelo se baseia no EUROCODE 8, sendo que as equações consideram o aumento da resistência à compressão dado pela aplicação de uma pressão lateral. Na Figura 4.5 estão as expressões para o cálculo da resistência do concreto confinado, onde:

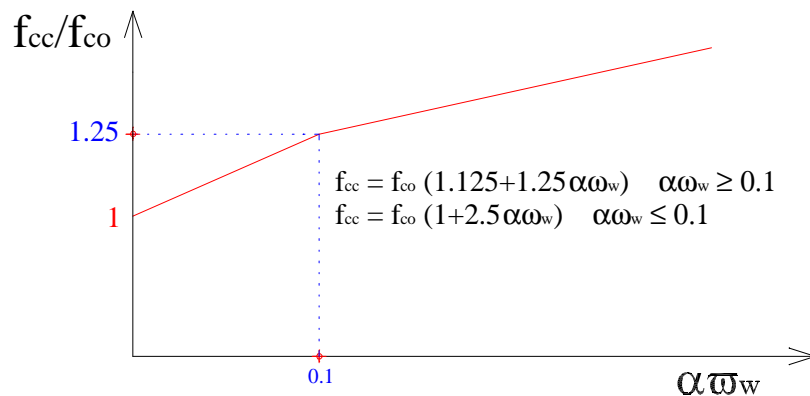


Figura 4.5: Comportamento do concreto confinado EUROCODE 8 (FRANGOU et al., 1995)

f_{cc} : resistência do concreto confinado;

f_{co} : resistência do concreto não confinado;

α : fator de redução, expressando a eficiência do confinamento;

ω_w : taxa mecânica de confinamento.

A taxa mecânica de confinamento é calculada através da expressão 4.13.

$$w_w = \frac{A_{sw} \text{perimetro}}{A_c} \frac{f_{yh}}{f_{co}} \quad (4.13)$$

onde:

A_{sw} : área de armadura transversal;

perimetro: é o perímetro da seção transversal confinada pelos estribos;

s : espaçamento dos estribos de centro à centro;

f_{yh} : tensão nos estribos para a máxima resistência do concreto confinado;

A_c : área de concreto confinada pelos estribos.

O fator α é calculado pela expressão 4.14.

$$\mathbf{a} = \mathbf{a}_n \mathbf{a}_s \quad (4.14)$$

$$\mathbf{a}_s = \frac{A_e}{A_c} \quad (4.15)$$

$$A_e = \left(b - \frac{s}{2}\right)\left(d - \frac{s}{2}\right) \quad (4.16)$$

onde:

α_n : fator de redução, expressando a eficiência do confinamento no plano da seção, que para seções quadradas é considerado igual a 1/3;

α_s : fator de redução, expressando a eficiência do confinamento ao longo do altura do modelo;

b e d: lados do núcleo confinado pelos estribos.

4.4 DUCTILIDADE

Ductilidade é a medida da capacidade de absorção de energia de um elemento, e por este motivo é usada para caracterizar a capacidade de deformação plástica do elemento após atingir a força última.

Nos pilares, a ductilidade é uma propriedade obrigatória em regiões sujeitas a sismos, e segundo o FIP-CEB 242(1998) é indispensável para:

- ⇒ advertência antes do colapso de estruturas estaticamente determinadas e indeterminadas, por grandes deflexões;
- ⇒ análise elástica-linear com redistribuição de momentos, quando se requer uma capacidade de rotação nas áreas plásticas para calcular o suposto grau de redistribuição;
- ⇒ análise elasto-plástica, quando é baseada na suposição da plasticidade indefinida do elemento;
- ⇒ métodos de equilíbrio, válidos somente se a compatibilização dos deslocamentos for obtida. Para aplicar estes modelos, a armadura necessária deve ser suficientemente dúctil para permitir a mudança da

- distribuição elástica de tensões (particularmente na armadura ao combate ao cisalhamento);
- ⇒ resistência contra deformações impostas, quando requer adaptabilidade plástica da estrutura para evitar tensões inaceitáveis, usualmente não calculadas;
- ⇒ habilidade para resistir a impacto local imprevisto e forças acidentais externas;
- ⇒ redistribuição das forças internas em estruturas estaticamente indeterminadas sob ataque de fogo;
- ⇒ energia dissipada em carregamento cíclico.

As situações mencionadas anteriormente mostram a importância da ductilidade dos elementos de concreto armado. Não existem normas específicas para calcular, quantificar e avaliar o comportamento da ductilidade dos elementos de concreto armado. No entanto, existem normas como a ACI 544.2R-89(1989), ASTM C1018-94(1994) e JSCE SF5(1984), que calculam índices de tenacidade para os concretos armado com fibras de aço em peças solicitadas à flexão. Nos tópicos a seguir tais normas serão apresentadas.

4.4.1 ACI 544.2R-89

Esta norma se aplica a concreto com fibras, as quais podem ser de aço, polímeros ou fibras naturais, em elementos sujeitos a flexão.

A tenacidade à flexão depende de fatores como dimensões do elemento, tipo de carregamento aplicado e tipo de controle de ensaio (força, deslocamento ou deformação). Para minimizar a influência destes fatores, é sugerida a avaliação da tenacidade relativa, ou seja, a capacidade de absorver energia de um elemento com fibras é comparada com a capacidade de absorver energia de um elemento sem armadura. Ambos devem possuir as mesmas dimensões e serem submetidos às mesmas condições de ensaio. Da divisão entre tais capacidades resulta o índice de tenacidade I_t que representa a melhoria na capacidade de absorver energia, relativa à adição de fibras.

O índice I_t apresenta valor próximo a 1,0 se o elemento tiver comportamento frágil, uma vez que o material de referência tem comportamento frágil. À medida que I_t atinge valores superiores à unidade, o elemento armado com fibras tende a ter comportamento dúctil.

De forma similar ao que faz a norma ASTM C 1018(1994), podem ser calculados também os índices de ductilidade I_5 , I_{10} e I_{30} correspondentes, respectivamente, a deslocamentos de 3, 5,5 e 15,5 vezes o deslocamento relativo à abertura da primeira fissura no elemento armado com fibras. Tais índices são calculados considerando-se as áreas indicadas na Figura 4.6.

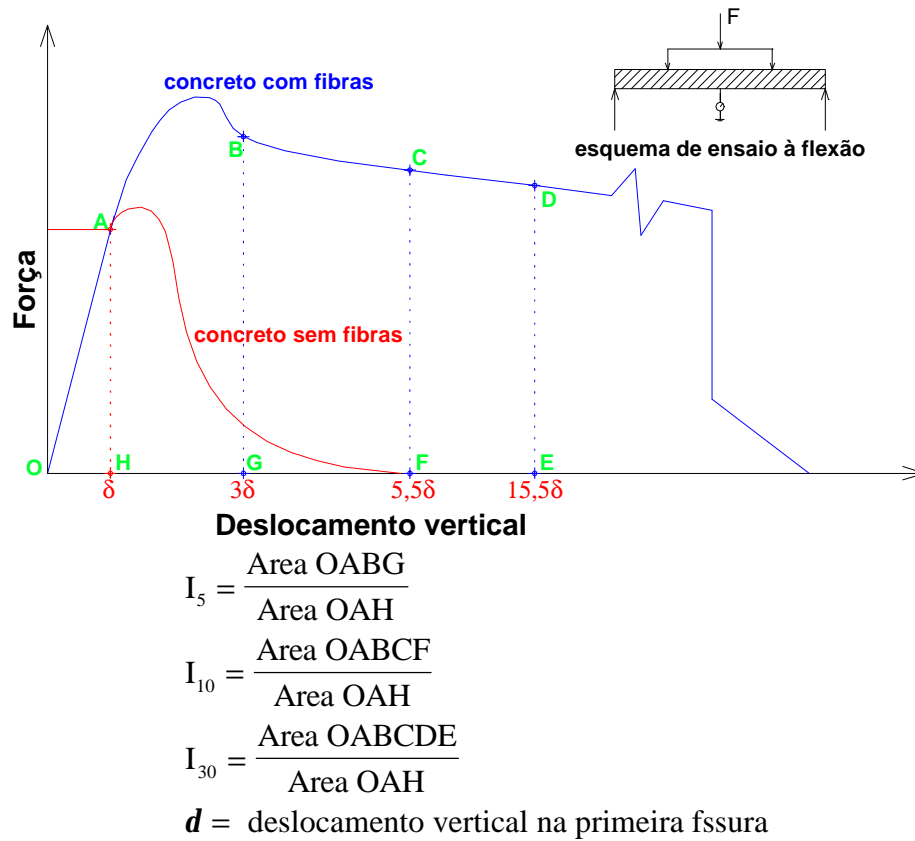


Figura 4.6 – Índices de tenacidade ACI 544.2R-89(1989)

Os índices I_5 , I_{10} e I_{30} têm valor mínimo 1,0 para um elemento com comportamento elástico frágil e valores 5, 10 e 30 para elementos com comportamento elasto-plástico perfeito ou seja, elástico até a abertura da primeira fissura e perfeitamente plástico depois. A área de referência é dada pela área no gráfico Força x Deslocamento, onde o deslocamento δ corresponde à abertura da primeira fissura.

4.4.2 ASTM C1018-94

O comportamento do concreto quanto à tenacidade é avaliado através do índice de tenacidade, determinado pela divisão da área do gráfico Força x Deslocamento em pontos de deslocamento pré-definidos.

É preciso conhecer o deslocamento correspondente à abertura da primeira fissura. A primeira fissura corresponde ao ponto do gráfico Força x Deslocamento onde se identifica o início de comportamento não linear do elemento, ou seja, onde ocorre mudança de inclinação no gráfico.

A tenacidade correspondente ao ponto da primeira fissura é dada pela área do gráfico $F \times \delta$ até o deslocamento relativo à primeira fissura.

Define-se índice de tenacidade como o resultado da divisão da área para um deslocamento especificado pela área correspondente ao deslocamento relativo à primeira fissura, conforme explicado no item anterior.

São definidas também as relações de tenacidade como sendo:

$$R_{a,b} = \frac{100}{b-a} (I_b - I_a), \text{ ou seja:}$$

$$R_{5,10} = 20.(I_{10}-I_5)$$

$$R_{10,30} = 5.(I_{30}-I_{10})$$

As relações de tenacidade representam o percentual entre a capacidade portante de um trecho do comportamento pós-fissuração, compreendido entre as deflexões dos índices I_a e I_b , e a resistência do compósito na primeira fissura.

4.4.3 JSCE SF5

Esta norma é aplicável à avaliação da tenacidade do concreto com fibras submetido à compressão.

Os corpos-de-prova devem ser ensaiados com controle de deslocamento e os deslocamentos medidos no meio do vão central igual a $L/2$, através de transdutores de deslocamento, conforme Figura 4.7.

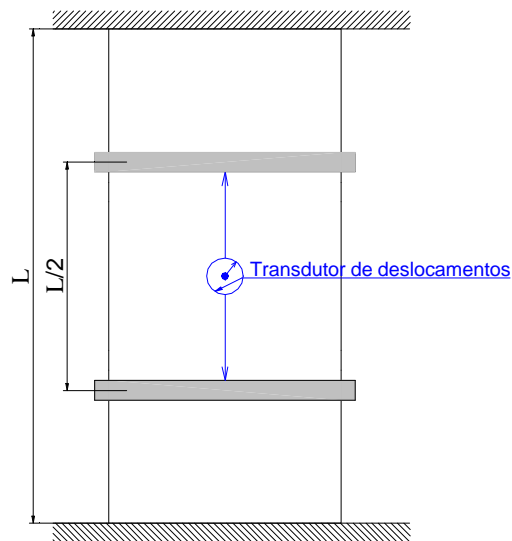


Figura 4.7 – Esquema de ensaio JSCE SF5(1984)

A tenacidade à compressão é expressa pelo índice de tenacidade, calculado pela expressão:

$$\bar{s}_c = \frac{4t_c}{p \cdot d^2 \cdot \delta_{tc}}$$

sendo:

\bar{s}_c : índice de tenacidade à compressão;

t_c : área sob a curva força x deslocamento até o limite de deslocamento(conforme Figura 4.8.);

δ_{tc} : deslocamento vertical correspondente a 0,75% de L/2 (conforme Figura 4.7);

d: diâmetro do corpo-de-prova.

Se a ruína do elemento ocorrer antes que o deslocamento especificado seja atingido, deve ser utilizada o máximo deslocamento registrado para o cálculo de \bar{s}_c .

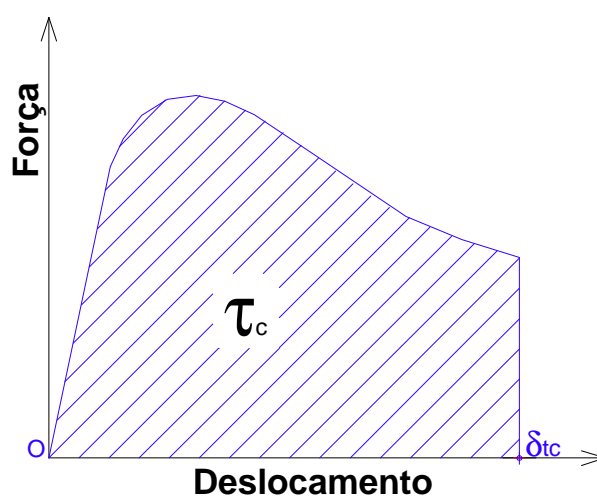


Figura 4.8: Critério da JSCE SF5(1984) para determinação da tenacidade

4.4.4 ADAPTAÇÃO DOS MODELOS

Os modelos do ACI 544.2R-89(1989) e ASTM C1018(1994) apresentam a mesma forma de cálculo dos índices de tenacidade, razão pela qual se adotou o modelo da ASTM C1018 para avaliação da ductilidade dos pilares ensaiados, com algumas adaptações. Em primeiro lugar, o deslocamento correspondente à primeira fissura foi assumido como sendo aquele que corresponde ao final do trecho elástico linear do gráfico força x deslocamento de um modelo elasto-plástico linear, traçado a partir do trecho linear do modelo (Figura 4.9). Em segundo lugar, os índices de tenacidade serão chamados de índice de ductilidade, pois a análise será feita sobre os pilares de referência e os pilares reforçados, que não representam um único material, mas sim um elemento estrutural.

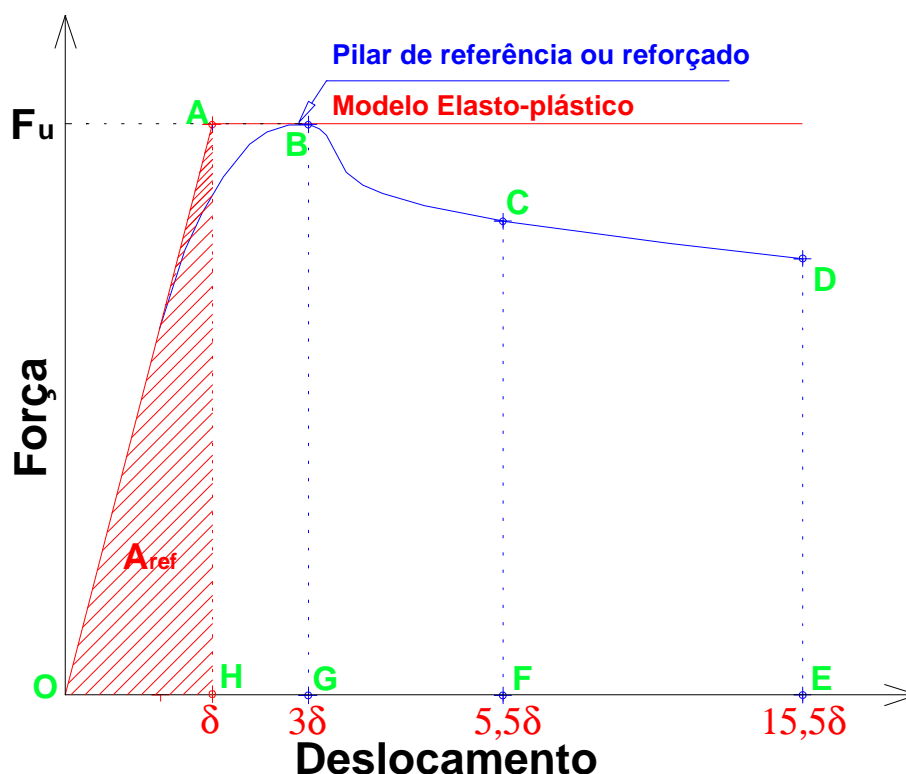


Figura 4.9: Modelo adaptado para cálculo dos índices de ductilidade

No caso da aplicação do critério da JSCE SF5 (1984), altera-se apenas a área da seção transversal do corpo-de-prova, pois os modelos têm seção quadrada ao invés de circular.

4.4.5 MODELO ALTERNATIVO

Como para o cálculo da ductilidade não existe uma norma ou fórmula específica, para elementos estruturais, resolveu-se em complementação ao cálculo de índices de acordo com a ASTM e a JSCE, adotar um critério de cálculo de certos índices que relacionem a capacidade resistente dos modelos e a energia dissipada para diferentes estágios da capacidade resistente dos modelos após a ruína.

O método trata basicamente de comparar os resultados obtidos nos modelos estruturais reais com os de um modelo teórico elasto-plástico perfeito, comparando-se o trabalho exercido pela força aplicada, até deslocamentos pré-determinados, em função da capacidade resistente dos modelos, conforme Figura 4.10.

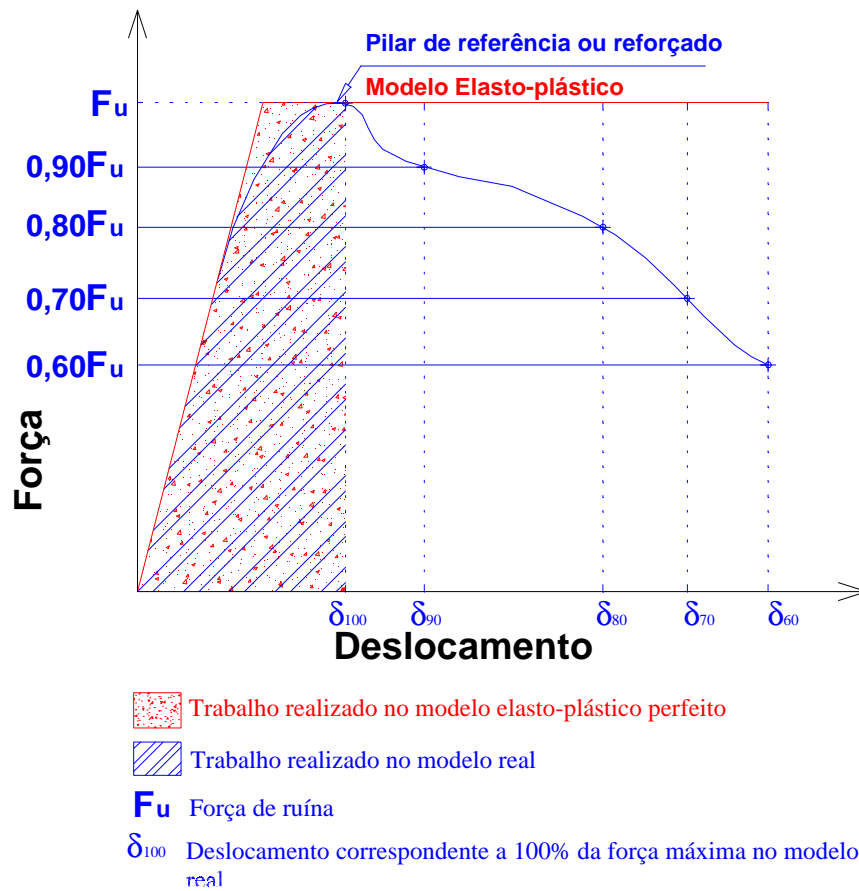


Figura 4.10: Modelo proposto para análise da ductilidade dos modelos da pesquisa

Para cada parcela de capacidade resistente ($0,9F_u$; $0,8F_u$; etc) serão comparadas as áreas dos modelos ensaiados com o modelo elasto-plástico perfeito, fazendo-se a divisão da área do trabalho realizado nos modelos ensaiados pela área do trabalho realizado no modelo elasto-plástico perfeito. Quanto mais próximo do valor 1,0, mais dúctil será o modelo, ou seja:

$$\frac{\text{Área do trabalho realizado no modelo ensaiado}}{\text{Área do trabalho realizado no modelo elasto - plástico}} = 1,0 \Rightarrow \begin{cases} \text{material} \\ \text{elasto - plástico} \\ \text{perfeito} \end{cases}$$

Entretanto este método só faz algum sentido se, para as capacidades resistentes residuais pré-estabelecidas, os deslocamentos correspondentes forem diferentes, pois caso contrário isto levaria a valores constantes para as diferentes capacidades resistentes, evidenciando-se uma queda brusca na capacidade resistente do modelo, conforme Figura 4.11.

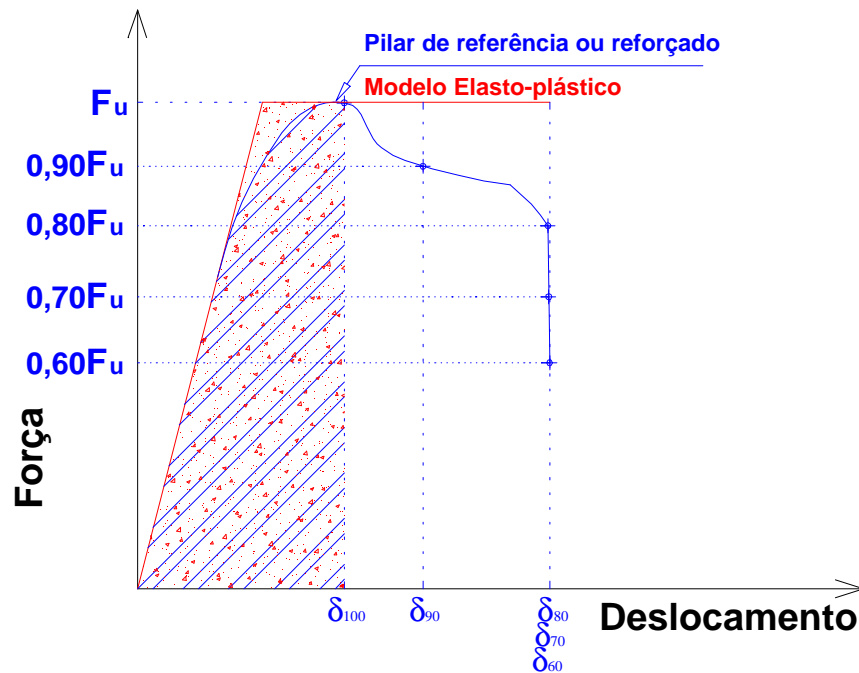
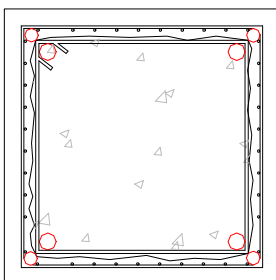


Figura 4.11: Exemplo de caso onde o modelo não pode ser aplicado



CAPÍTULO 5

ANÁLISE EXPERIMENTAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Apresenta-se neste capítulo a descrição da metodologia que foi utilizada para o desenvolvimento da análise experimental da pesquisa, que visou simular o comportamento de um pilar de concreto comum com uma camisa de concreto de alto desempenho, sendo que para isto a análise foi dividida nas seguintes fases:

➤ Fase inicial para obtenção dos concretos que foram utilizados:

- Caracterização dos materiais constituintes dos concretos;
- Obtenção e aprimoramento dos traços de concreto que foram utilizados.

➤ Fase Piloto com o estudo de um modelo piloto para ensaio:

- Projeto do modelo piloto;
- Projeto e execução das fôrmas de madeira;
- Projeto e execução dos ensaios.

➤ Fase de ensaio dos modelos definitivos:

- Projeto dos modelos;
- Projeto e execução das fôrmas de madeira;
- Projeto e execução dos ensaios.

➤ Fase de ensaios complementares:

-Execução dos ensaios.

Segundo DANTAS (1994), ensaios devidamente planejados, executados e interpretados são de fundamental importância para que o projeto e a elaboração dos trabalhos de reabilitação de estruturas de concreto sejam bem sucedidos.

No caso do reforço de estruturas, os ensaios também representam um papel fundamental para o conhecimento da estrutura a ser reforçada, dos materiais que a compõem, causas da necessidade de reforço e de várias outras características que podem ser determinadas pelos ensaios laboratoriais.

Todos os trabalhos necessários para a realização da análise experimental foram realizados na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, conforme detalhado:

➤ Oficina de Marcenaria: foram executadas as fôrmas de madeira;

➤ Laboratório de Construção Civil do Departamento de Arquitetura e Urbanismo: foram feitas a análise granulométrica e a determinação da massa específica dos agregados miúdo e graúdo;

➤ Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas: foram ensaiadas amostras das barras de aço usadas nos modelos, obtendo-se as resistências de escoamento e de ruptura, bem como o diagrama tensão-deformação por meio de ensaio realizado com controle de deslocamento;

➤ Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia, foram realizados os ensaios de compressão axial dos corpos-de-prova de concreto, com controle de deslocamento, obtendo-se a resistência última e o diagrama tensão-deformação;

➤ Oficina Mecânica do Departamento de Engenharia Mecânica: onde foram executadas chapas metálicas para os ensaios dos modelos;

➤ Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas: execução de todos os demais ensaios.

5.2 MATERIAIS

5.2.1 ADITIVO

Foi utilizado o aditivo do tipo superplastificante RX 1000A, da REAX Ind. e Com. Ltda. Trata-se de aditivo líquido, de cor marrom, com densidade de $1,245\text{g/cm}^3$, pronto para ser usado, isento de cloretos e em conformidade com as normas ASTM C494 e EB 1763, tendo sido fornecido por doação pelo fabricante.

5.2.2 AGREGADOS

O agregado miúdo utilizado foi uma areia quartzosa de origem do município de Rincão-SP, extraída do Rio Mogi-Guaçu. Para os ensaios de caracterização seguiu-se as recomendações da NBR 7216 (1987) para retirada de amostras do material. A análise granulométrica foi realizada de acordo com a NBR 7217 (1987), cujos resultados constam da Tabela 5.1. A massa específica que define a relação entre a massa do agregado seco e o seu volume, incluindo os vazios, foi determinada segundo a NBR 9776 (1987), e o valor obtido foi de $2,682\text{kg/dm}^3$. A massa unitária, que é calculada pelo quociente da massa do agregado seco compactado e seu volume, foi determinada segundo a NBR 7251 (1982), e o valor encontrado foi de $1,485\text{kg/dm}^3$. A areia foi classificada, conforme a análise granulométrica e o módulo de finura, como areia média que a princípio não é a ideal para a execução de concreto de alto desempenho.

Tabela 5.1 - Análise granulométrica do agregado miúdo

<i>Análise Granulométrica do agregado miúdo : (Areia)</i>			
<i>Peneira (mm)</i>	<i>Material retido (g)</i>	<i>% retida</i>	<i>% retida acumulada</i>
9,5	-0-	-0-	-0-
6,3	-0-	-0-	-0-
4,8	0,5	0,1	0,1
2,4	7	1,4	1,5
1,2	51,5	10,3	11,8
0,6	165	33	44,8
0,3	199	39,8	84,6
0,15	65,5	13,1	97,7
Fundo	2,5	0,5	98,2
<i>Dimensão máxima característica</i>			2,4 mm
<i>Módulo de Finura</i>			2,405

O agregado graúdo utilizado na execução do concreto de alto desempenho da camisa de reforço foi um pedrisco de origem basáltica, proveniente do município de Ribeirão Preto - SP. A análise granulométrica foi realizada de acordo com a NBR 7217 (1987), estando os resultados na Tabela 5.2. A massa específica foi determinada segundo a NBR 9776 (1987), e o valor obtido foi de 2,870 kg/dm³. A massa unitária foi determinada segundo a NBR 7251 (1982), e o seu valor foi de 1,365 kg/dm³. A análise granulométrica e o módulo de finura confirmaram a classificação de pedrisco do agregado analisado. Ao se avaliar a forma do agregado, constatou-se a predominância da forma lamelar.

Tabela 5.2 - Análise granulométrica do agregado graúdo do C.A.D.

<i>Análise Granulométrica do agregado graúdo (Pedrisco)</i>			
<i>Peneira (mm)</i>	<i>Material retido (g)</i>	<i>% retida</i>	<i>% retida acumulada</i>
25	-0-	-0-	-0-
19	-0-	-0-	-0-
12,5	8,5	0,17	0,17
9,5	3	0,06	0,23
6,3	170,5	3,41	3,64
4,8	1440	28,8	32,44
2,4	2650	53	85,44
Fundo	800	16	101,44
<i>Dimensão máxima característica</i>			6,3 mm
<i>Módulo de Finura</i>			1,18

O agregado graúdo utilizado na execução do concreto comum dos pilares a serem reforçados foi uma pedra britada de origem basáltica proveniente do município de Araraquara - SP, especificamente da Pedreira Morada do Sol. A análise granulométrica foi realizada de acordo com a NBR 7217 (1987), estando os resultados na Tabela 5.3. A massa específica foi determinada segundo a NBR 9776 (1987), e o valor obtido foi de 2,864 kg/dm³. A massa unitária foi determinada segundo a NBR 7251 (1982), e o seu valor foi de 1,485 kg/dm³. A análise granulométrica e o módulo de finura confirmaram a classificação 01 do agregado analisado como brita 1.

Tabela 5.3 - Análise granulométrica do agregado graúdo do concreto comum.

<i>Análise Granulométrica do agregado graúdo (Brita 01)</i>			
<i>Peneira (mm)</i>	<i>Material retido (g)</i>	<i>% retida</i>	<i>% retida acumulada</i>
25	-0-	-0-	-0-
19	26,5	0,53	0,53
12,5	1750	35	35,53
9,5	2250	45	80,53
6,3	920	18,4	98,93
4,8	87,5	1,75	100,68
Fundo	19	0,38	101,06
<i>Dimensão máxima característica</i>			6,4 mm
<i>Módulo de Finura</i>			1,81

5.2.3 ÁGUA

Para água de amassamento foi utilizada a do abastecimento público da cidade de São Carlos.

5.2.4 CIMENTO

Utilizou-se o cimento CP V ARI PLUS (Cimento Portland de Alta Resistência Inicial), com massa específica de 3100 kg/m^3 a 3150 kg/m^3 , conforme informação do fabricante. Trata-se de produto resultante de um processo mais intenso de moagem e composição química especial, que resulta no aumento da velocidade de hidratação, e portanto um maior incremento na resistência mecânica, principalmente nas primeiras idades, sendo utilizado na execução do concreto da camisa de reforço.

Utilizou-se o cimento CP II E 32 Itaú (Cimento Portland comum com adição de Escória), com massa específica de 3100 kg/m^3 , conforme informação do fabricante, para a execução dos pilares a que foram reforçados.

5.2.5 SÍLICA ATIVA

Foi utilizada a sílica ativa não densificada (SILMIX ND), com massa específica de 2222 kg/m^3 , conforme informação do fabricante, fornecida por doação pela empresa Camargo Corrêa Cimentos S.A..

5.3 ESTUDO DE DOSAGEM

Para a determinação do traço a ser empregado, partiu-se de um traço base feito por MELO (1996), que utilizou pedrisco como agregado graúdo na obtenção de um concreto com resistência à compressão aos 7 dias em torno de 55 MPa. Adaptações foram feitas, pois no caso desta pesquisa, além da forma lamelar do pedrisco, a areia apresentou um módulo de finura inadequado. Após várias correções e traços testados (conforme Tabela 5.4), obteve-se um traço de concreto com resistência à compressão aos 7 dias da ordem de 65 MPa e um índice de consistência de cerca de 250 mm.

Tabela 5.4 - Traços utilizados para obtenção do concreto de alto desempenho.

<i>Material (kg/m³)</i>	<i>Traço Piloto</i>	<i>Traço I</i>	<i>Traço II</i>	<i>Traço III</i>	<i>Traço Final</i>
<i>Cimento CP V ARI Plus</i>	488	548	612	627	627
<i>Areia</i>	1024,8	986,40	612	627	627
<i>Pedrisco</i>	683,2	657,6	918	940,50	940,50
<i>Água</i>	234,34	263,04	289,48	275,88	262,08
<i>Sílica Ativa</i>	48,8	54,80	61,20	62,7	62,7
<i>Superplastificante</i>	4,88	10,96	12,24	18,81	18,81
<i>Total</i>	<i>2484,02</i>	<i>2520,80</i>	<i>2504,92</i>	<i>2551,89</i>	<i>2538,10</i>

O traço definitivo apresentou um consumo de sílica ativa da ordem de 10% da massa de cimento, valor máximo recomendado por alguns autores. A relação água/cimento resultante foi de 0,418. O valor do teor de superplastificante utilizado foi de 3% do consumo de cimento.

Na série 3, foram adicionadas fibras de aço ao concreto, com volume relativo de 0,5%, sendo apenas modificada a relação a/c para 0,40, mantendo-se os demais valores e obtendo-se uma boa trabalhabilidade.

Para a determinação do traço empregado na execução do pilar reforçado, partiu-se de um traço base em que se utilizou brita número 1 como agregado graúdo,

para obtenção de um concreto com resistência à compressão aos 14 dias em torno de 25 MPa. Após várias correções e traços testados (conforme Tabela 5.5), obteve-se um traço de concreto com resistência à compressão aos 14 dias da ordem de 20 MPa e um índice de slump de cerca de 170 mm.

Tabela 5.5 - Traços utilizados para obtenção do concreto de alto desempenho.

<i>Material (kg/m³)</i>	<i>Traço Piloto</i>	<i>Traço I</i>	<i>Traço II</i>
<i>Cimento CP II E32 Itaú</i>	313	310	271
<i>Areia</i>	845,10	892,8	813
<i>Pedra Britada 01</i>	1158,10	967,20	1219,50
<i>Água</i>	172,15	229,40	184,28
<i>Superplastificante</i>	-o-	-o-	2,71
<i>Total</i>	<i>2488,35</i>	<i>2399,40</i>	<i>2490,49</i>

5.4 MODELO PILOTO

Simultaneamente ao desenvolvimento dos traços de concretos utilizados, projetaram-se as armaduras e as fôrmas para o modelo piloto, com base em experiências realizadas por outros pesquisadores do Laboratório de Estruturas da EESC, como LIMA (1997).

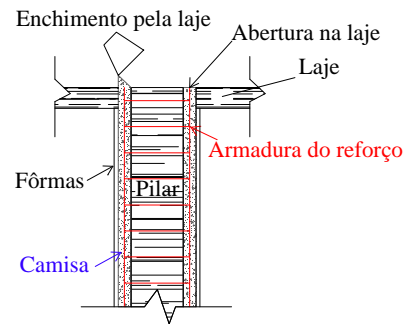
Visou-se a utilização de uma técnica que facilitasse a execução do reforço em laboratório, tanto do ponto de vista do arranjo de armaduras como da facilidade de concretagem. Tendo em vista a revisão bibliográfica efetuada, decidiu-se adotar como processo construtivo a moldagem da camisa com uso de fôrmas, conforme se ilustra na Figura 5.1.

Para facilidade de execução dos modelos resolveu-se criar fôrmas com enchimento lateral para os pilares de concreto comum a serem reforçados, que serão designados no restante da pesquisa como pilares de referência, e os pilares após o reforço serão designados como pilares reforçados.

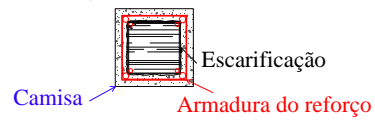


(a) HELENE(1992)

CORTE LATERAL



SEÇÃO TRANSVERSAL



(b) modificado de HELENE(1992)

Figura 5.1 - Processo construtivo do reforço

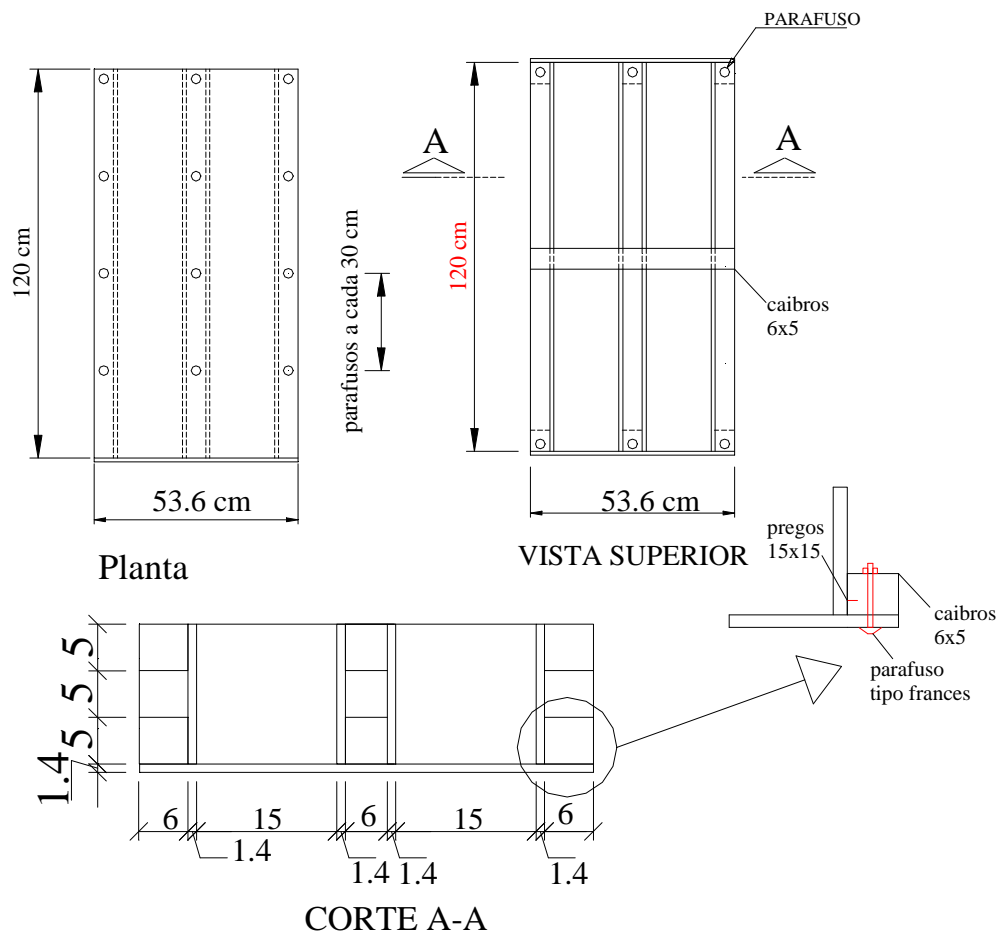


Figura 5.2 - Fôrma dos pilares de referência

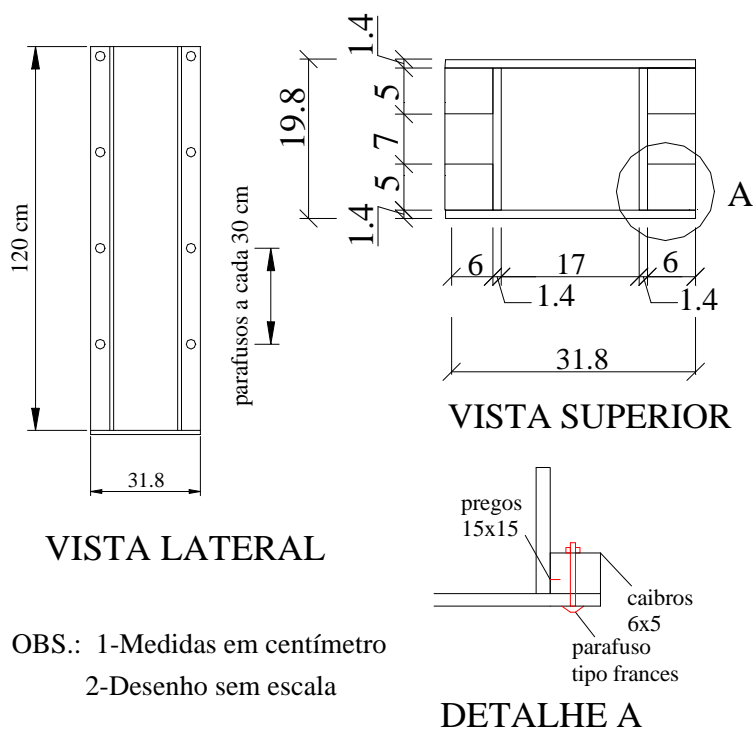


Figura 5.3 - Fôrma para os pilares reforçados

5.4.1 MOLDAGEM E ARMADURAS

Foram moldados dois pilares de concreto armado com $f_{c14} = 34$ MPa, de dimensões (15x15x120)cm, com armadura longitudinal constituída de 4 barras de 10mm de diâmetro, e armadura transversal de estribos de 6,3mm de diâmetro, espaçados a cada 10cm. Nas suas extremidades foram colocadas armaduras de fretagem devido à grande concentração de tensões conseqüente da aplicação da ação.

Decorridos 4 dias após a concretagem dos 2 modelos, um dos pilares foi escarificado com uso do escarificador de superfície marca EDCO modelo ALR, até a remoção total do cobrimento das armaduras. Em seguida foi feita a preparação da concretagem da camisa, tendo o concreto utilizado uma resistência no dia do ensaio de 61,45 MPa. A armadura longitudinal do reforço é formada por 4 barras de 8,0 mm de diâmetro e a armadura transversal consistiu de camadas de tela EQ 98, conforme ilustra a Figura 5.5.

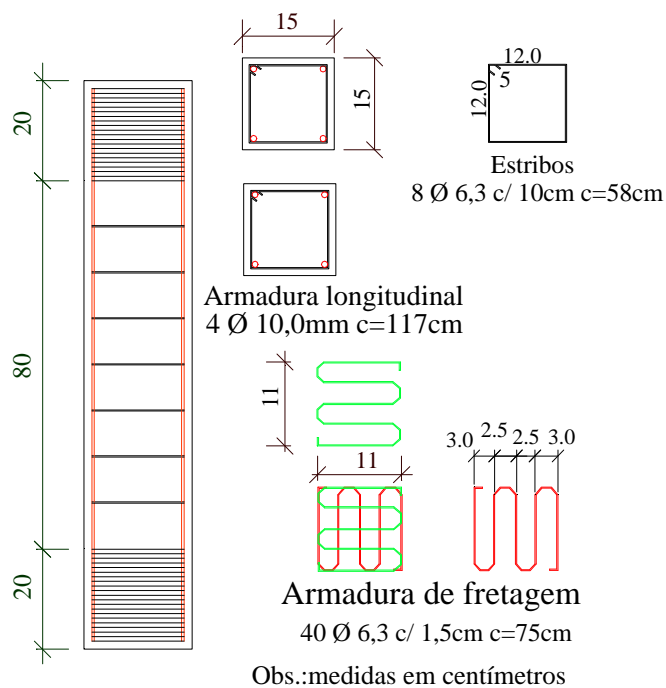


Figura 5.4 - Armaduras do Pilar de Referência

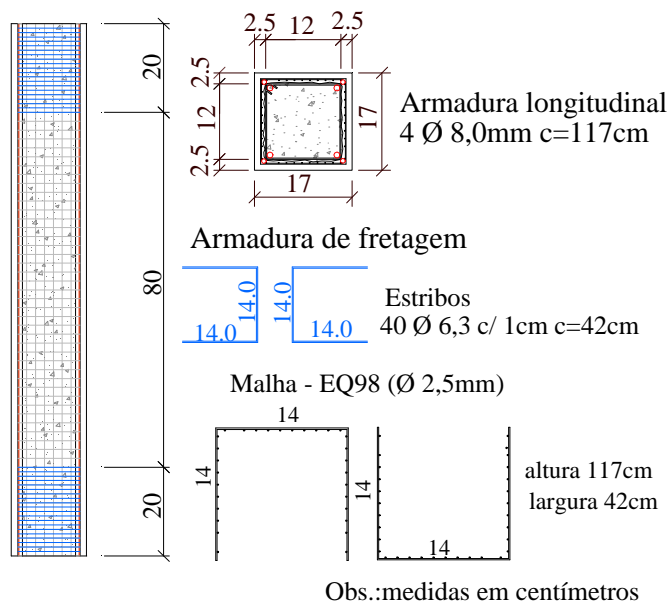


Figura 5.5 - Armaduras do Reforço

5.4.2 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação do modelo reforçado consistiu na utilização de 8 extensômetros elétricos de resistência modelo KFG-S-120-C1-11 da marca

KYOWA, instalados em algumas barras longitudinais e transversais, conforme esquema da Figura 5.6.

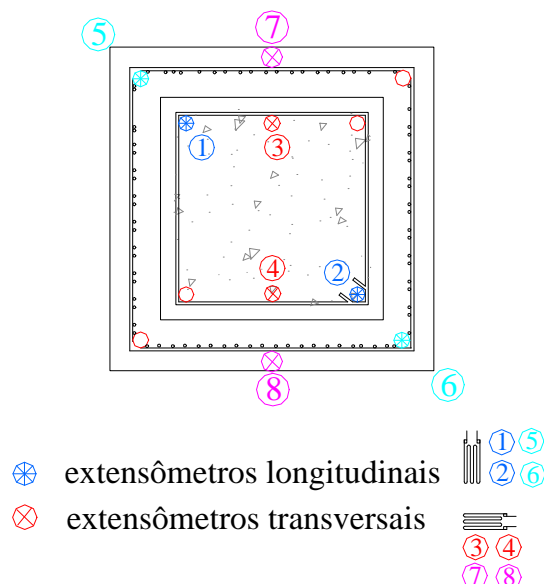


Figura 5.6 - Instrumentação na seção intermediária do pilar

5.4.3 ENSAIO

Para a aplicação de forças no modelo, foi utilizado um atuador hidráulico com capacidade de 5.000 kN, da marca ZELOSO, acionado por uma bomba hidráulica, da marca ENERPAC, de comando elétrico. Para medir a força aplicada foi empregada uma célula de carga com capacidade de medição de até 5.000 kN.

A leitura das deformações, efetuadas por cada dispositivo, a cada etapa de carregamento, foi feita com o emprego do sistema de aquisição de dados SYSTEM 4000 (Measurements Group), com seu respectivo programa de controle.

Para que a aplicação de carga ocorresse simultaneamente no núcleo original e no reforço, foram feitas chapas de aço com contenções laterais posicionadas nas extremidades de topo e fundo do modelo. Para a regularização da superfície foi aplicada massa plástica polimérica de endurecimento rápido (massa de funileiro) a fim de garantir uma deformação simultânea do conjunto (Figura 5.7).

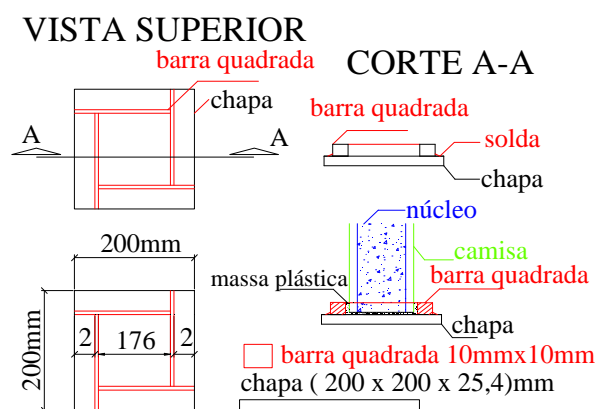


Figura 5.7 - Detalhe das chapas de topo e fundo

Após a fase inicial de ajustamento do modelo para o ensaio, iniciou-se o ensaio aplicando parcelas de forças de valor em torno de 50 kN, sendo que para cada etapa foi feito o registro das leituras dos extensômetros, para que se pudesse estudar o comportamento do modelo durante o carregamento até se atingir a ruptura, que ocorreu no nível de força de 1072 kN.

Ocorreram inicialmente fissuras nas extremidades do modelos, devidas à alta concentração de tensões, e na ruptura ocorreu o destacamento do cobrimento da camisa.

5.4.3 RESULTADOS E COMENTÁRIOS

Na Figura 5.8 apresenta-se o gráfico força versus deformação elaborado com os dados obtidos pelo sistema de aquisição de dados.

Como se pode observar, a evolução das deformações medidas durante o ensaio mostraram-se coerentes, constatando-se comportamento monolítico, confirmado pelo desempenho semelhante das armaduras do núcleo e do reforço.

Nota-se que houve uma pequena excentricidade de sollicitação durante o ensaio, o que foi detectado pela diferença de deformações nas barras longitudinais.

O efeito de um certo confinamento também foi detectado, pelo acréscimo da deformação dos estribos e das telas de aço.

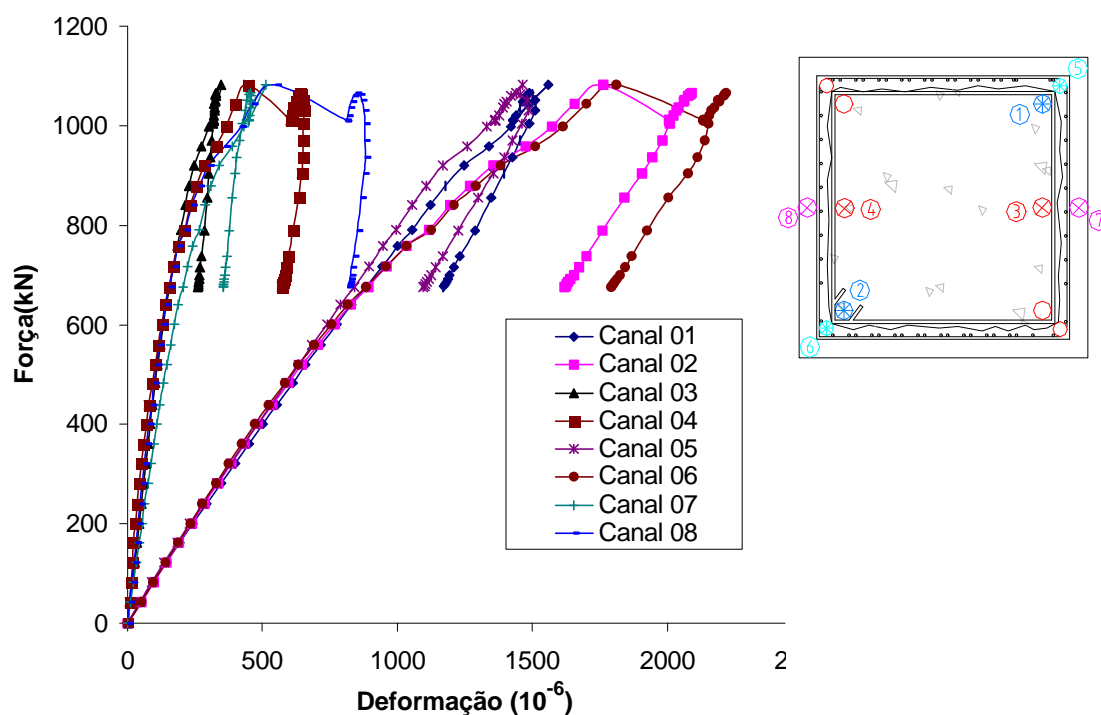


Figura 5.8 - Gráfico Força x Deformação

Para analisar os valores experimentais obtidos, calculou-se a capacidade resistente dos pilares segundo diferentes hipóteses, no que se refere à seção de concreto que estaria colaborando no instante da ruína:

- a) tanto no pilar de referência como no pilar reforçado, considerou-se a possibilidade de toda a seção de concreto colaborar (seção integral);
- b) no pilar de referência, considerou-se a possibilidade de apenas a seção interna aos estribos colaborar (seção do núcleo);
- c) no pilar reforçado, considerou-se a possibilidade de toda a seção interna às telas de aço do reforço colaborar (seção do núcleo ampliada), ou seja, o núcleo do pilar reforçado seria constituído pela parte da camisa interna às telas de aço, mais a parte remanescente do pilar de referência.

Tabela 5.6 - Resultados dos Ensaios

Descrição do tipo de estrutura	Valor experimental kN	Valor teórico (núcleo) kN	Valor teórico (seção integral) kN
Pilar de referência $f_{c14} = 34,124\text{MPa}$	787	617	893,4
Pilar reforçado núcleo $f_{c14} = 34,124\text{MPa}$ camisa $f_{c7} = 61,45\text{MPa}$	1082	1014	1621

Analisando-se os resultados apresentados na Tabela 5.6, pode-se notar que:

- a) no pilar de referência, a força de ruptura experimental mostrou-se mais próxima do valor teórico estabelecido para seção integral, sem, no entanto, atingi-lo. Isto pode significar que, no caso de concretos com resistência da ordem de 30 MPa, a seção de concreto correspondente ao cobrimento não colaborou no instante da ruptura;
- b) já no caso do pilar reforçado, nota-se que a força de ruptura experimental está bem próxima do valor calculado com a seção do núcleo ampliada.

O ensaio-piloto executado demonstra, em primeira instância, que estudo do reforço de pilares por encamisamento com concreto de alta resistência deve considerar que a seção de concreto resistente inclui o núcleo correspondente ao pilar original, acrescentando-se a fração da seção de reforço definida pela armadura transversal adicional. Além disso, deve-se considerar a hipótese de que, mesmo para o caso de concretos convencionalmente ditos de resistência normal, a contribuição do concreto da região do cobrimento não é total.

5.5 MODELOS DEFINITIVOS

A partir dos resultados do modelo piloto iniciou-se a definição do programa definitivo de ensaios de pilares que foram reforçados com diferentes espessuras de camisa e a utilização de fibras curtas de aço, conforme Tabela 5.7.

Para a compreensão e entendimento do trabalho experimental criaram-se siglas para os modelos:

S1C1R , sendo: **S** = refere-se a série
1 = refere-se ao número da série analisada, variando de 1 a 4.
C = refere-se a pilar.
1 = refere-se ao número do modelo ensaiado, variando de 1 a 4.
R = tipo de pilar, ou seja R = pilar de referência e S = pilar reforçado.

Tabela 5.7 - Descrição das séries definitivas

SÉRIES	MODELOS
1 utiliza uma camisa de reforço com espessura de 3cm e 1 ou 2 camadas de telas soldadas, sem utilização de fibras	S1C1R e S1C2R: pilares de referência (15x15)cm. S1C1S e S1C2S: pilares reforçados (21x21)cm.
2 utiliza uma camisa de reforço com espessura de 4cm e 1 ou 2 camadas de telas soldadas, sem utilização de fibras	S2C1R e S2C2R: pilares de referência (15x15)cm. S2C1S e S2C2S: pilares reforçados (23x23)cm.
3 utiliza uma camisa de reforço de concreto de alta resistência com fibras metálicas e de espessura de 4cm	S3C1S: utiliza só armadura longitudinal sem qualquer tipo de armadura transversal (23x23)cm; S3C2S: utiliza 1 camada de tela soldada (23x23)cm; S3C3S: utiliza armadura transversal mínima para pilares (23x23)cm.
4 trata-se de uma série de pilares (15x15)cm de concretos de resistência $f_{cm} = 25$ e 35 MPa, com o objetivo de fornecer uma idéia do comportamento de concretos próximos aos limites do concreto de alta resistência estabelecidos por várias normas.	S4C1R / S4C2R: utilizam concreto de resistência $f_{cm} = 25$ MPa. S4C3R / S4C4R: utilizam concreto de resistência $f_{cm} = 35$ MPa.

5.5.1 ARMADURAS

Após a realização do ensaio do modelo piloto foram estabelecidas as dimensões do pilar de referência em (15x15x120) cm e as dos pilares reforçados em (21x21x120) cm e (23x23x120) cm. As armaduras e telas a serem utilizadas sofreram poucas alterações, conforme pode ser visto na Figura 5.9, salvo a utilização de 01 e 02 camadas de telas, a utilização de barras de 8mm de diâmetro nas armaduras longitudinais e a adição de fibras metálicas na Série 03, conforme descrito anteriormente. Cabe ressaltar que para a execução do pilar reforçado foi decidido não escarificar o pilar de referência (núcleo), para evitar a introdução de uma variável difícil de controlar, que é a dimensão final do núcleo.

Utilizaram-se chapas metálicas nas extremidades dos pilares, conforme o modelo piloto, mas com novas dimensões, aproveitando-se a chapa de (200x200x25,4) mm e uma nova chapa de (300x300 x25,4) mm.

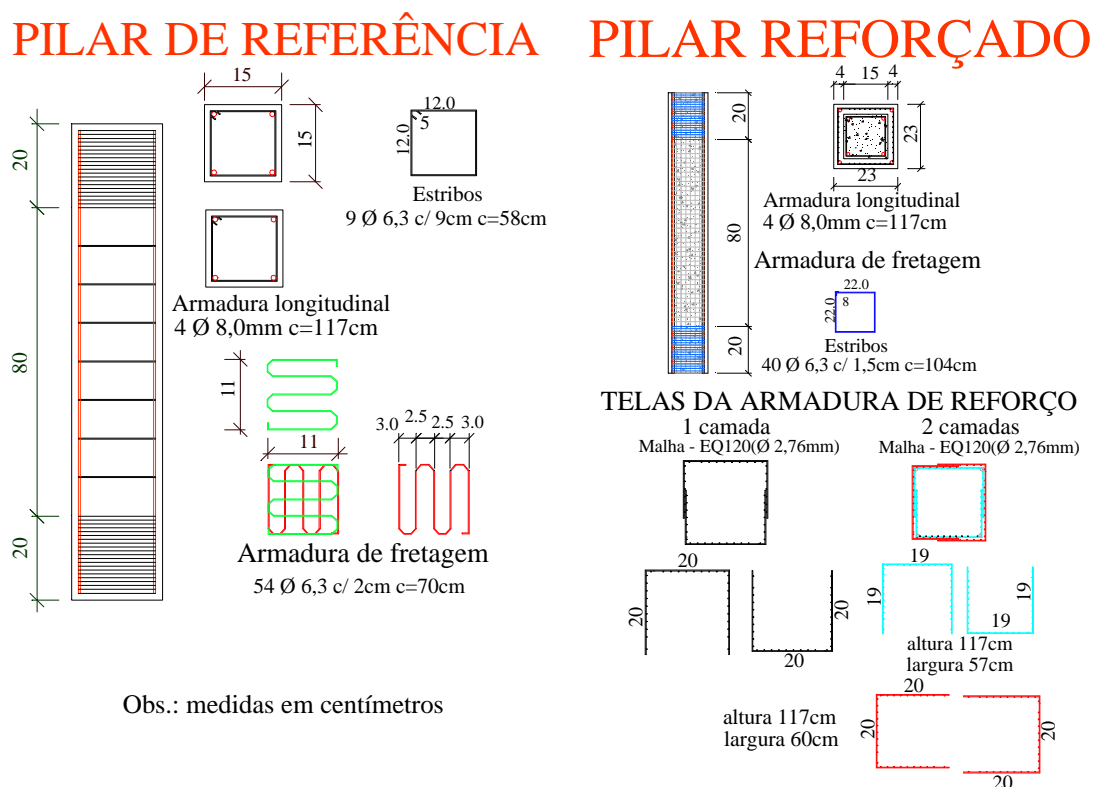


Figura 5.9 - Dimensões e Armaduras dos elementos

5.5.2 FÔRMAS E MOLDAGEM

Manteve-se a fôrma para execução dos pilares de referência, com o mesmo sistema de moldagem. Para os pilares reforçados resolveu-se fazer apenas uma fôrma com possibilidade de variação de seção transversal visando a economia de material, conforme Figura 5.10, e mantendo-se o sistema de moldagem.

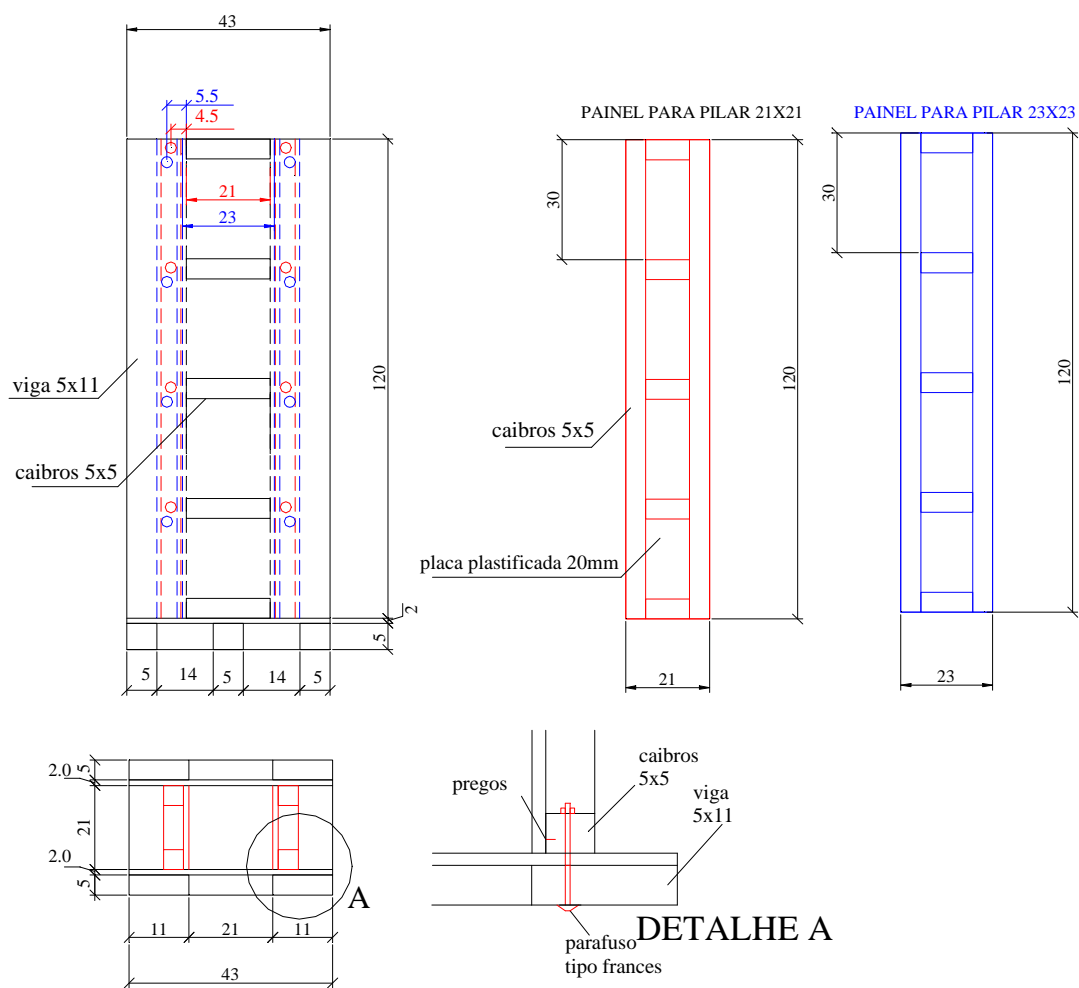


Figura 5.10 - Fôrma dos pilares reforçados

A moldagem dos modelos foi efetuada com as fôrmas fixadas em mesa vibratória, conforme as Fotos 5.1 e 5.2. A moldagem dos corpos-de-prova 100mm x 200mm também contou com o auxílio de mesa vibratória conforme a Foto 5.3.

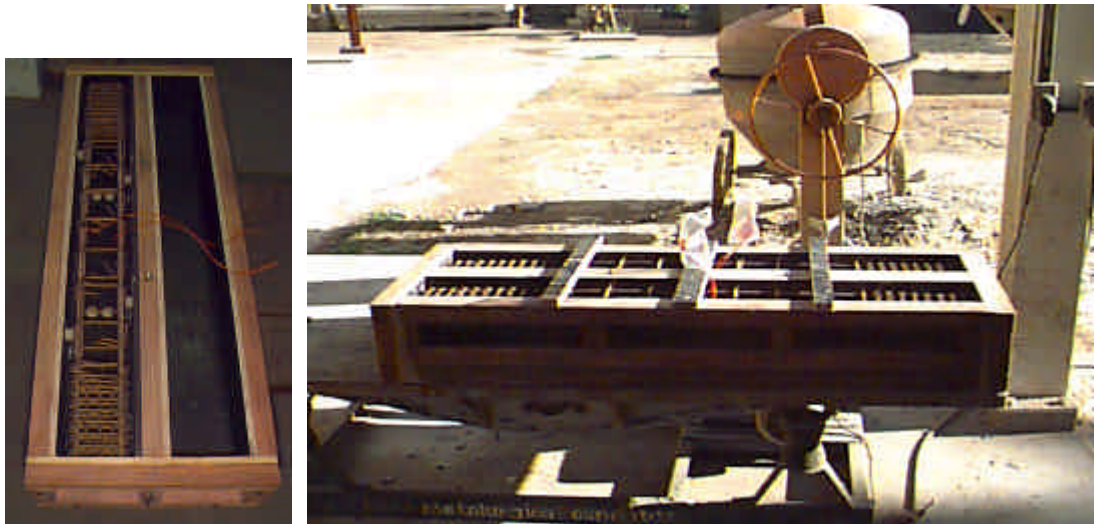


Foto 5.1 - Fotos fôrma e moldagem dos pilares de referência



Foto 5.2 - Fotos fôrma e moldagem dos pilares reforçados

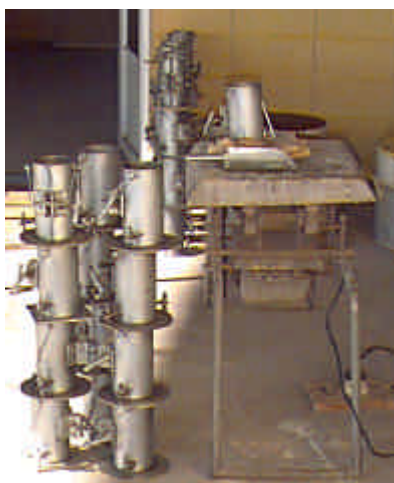
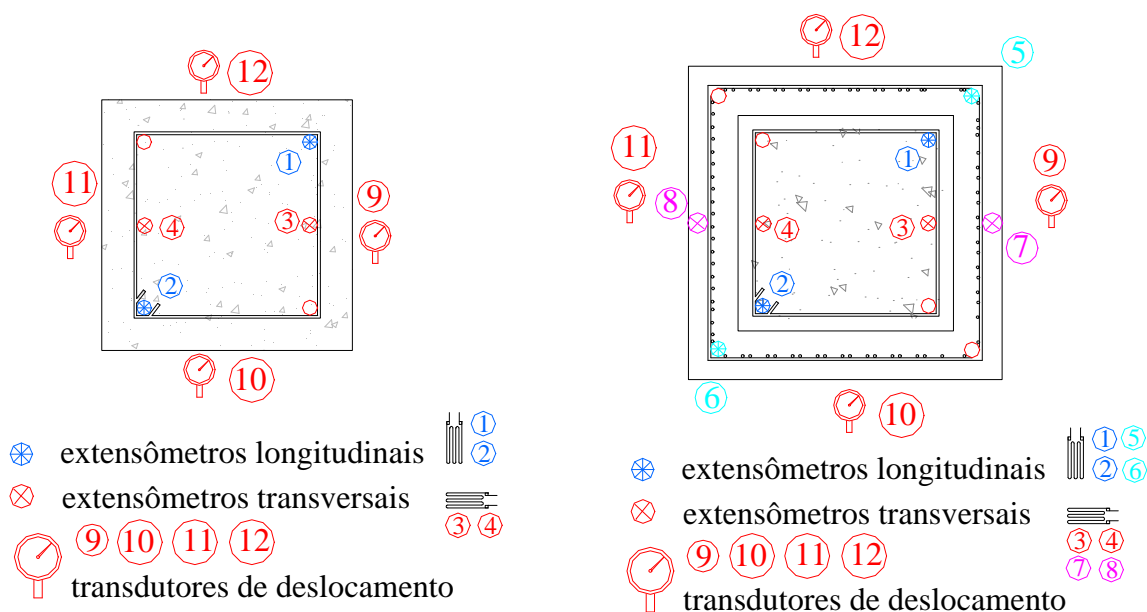


Foto 5.3 - Moldagem dos corpos-de-prova

5.5.3 INSTRUMENTAÇÃO

Manteve-se a instrumentação nas barras longitudinais e no estribo da seção média do modelo reforçado, apenas acrescentando-se transdutores de deslocamento marca KYOWA com curso nominal de 10mm e resolução de 0,01mm, nas quatro faces do elemento, instrumentando-se também o pilar de referência.

No modelo S1C2S, não foram acrescentados os transdutores de deslocamento, a fim de se manter a instrumentação do modelo piloto, mas verificou-se após o seu ensaio a necessidade das medidas nas faces do concreto.



(a) pilar de referência

(b) pilar reforçado

Figura 5.11 - Instrumentação na seção média dos modelos

5.5.4 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Na moldagem dos modelos seguiram-se as mesmas etapas do pilar piloto, com exceção da escarificação. O ensaio das séries foi feito com o controle de deslocamento do topo da peça, utilizando-se a máquina de ensaio servo-hidráulica INSTRON modelo 8506, com controle digital por computador, com capacidade para 2500kN e espaço de ensaio de (822x514x4000) mm.

A medição das deformações foi feita por meio de extensômetros elétricos, com o emprego do sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000, da Measurements Group.



Foto 5.4 - Vista da máquina universal com o modelo

Após o posicionamento e ajustamento dos modelos, os ensaios iniciaram-se aplicando a força com uma velocidade de deslocamento de 0,005 mm/s até o ponto de 80% da carga de ruptura estimada, daí mudando-se a velocidade para 0,003 mm/s até o final do ensaio, para que se pudesse estudar o comportamento dos modelos anteriormente e posteriormente à força máxima aplicada no modelo.

5.5.5 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS EXECUTADOS

5.5.5.1 SÉRIE 1

Foram moldados os modelos S1C2R e S1C2S nos dias 23/06/1998 e 29/06/1998, respectivamente, os quais foram ensaiados no dia 06/07/1998. Optou-se em começar o ensaio pelo modelo reforçado. Ocorreram problemas no sistema de aquisição de dados, sendo necessário o acionamento manual da aquisição de dados, o que acarretou a perda dos dados nas proximidades da força de ruína, sendo possível apenas registrar o valor da força naquele momento. Neste modelo não foram instrumentadas as suas faces, conforme citado no item 5.5.3, mantendo-se a instrumentação do modelo piloto, mas verificando-se a necessidade destes dados, nos demais ensaios a instrumentação foi feita.

O ensaio iniciou-se com o ajuste cuidadoso da posição do modelo na máquina de ensaio visando eliminar excentricidades e sujeitar fielmente o modelo à compressão axial, porém durante o ensaio verificou-se que existiu um certo efeito de flexão. As primeiras fissuras apareceram apenas após a força de ruína de 1749 kN , sendo que a queda da força aplicada foi bem lenta, mostrando que a taxa de armadura transversal, utilizando-se duas camadas de telas, proporciona um comportamento dúctil do modelo. Pode-se notar através da Foto 5.5a que ocorreu um destacamento do cobrimento no extremidade superior do modelo e que as fissuras surgiram na direção vertical, o que representa uma ruína predominante de compressão.



(a) S1C2S

(b) S1C2R

Foto 5.5 - Fotos da ruína dos modelos S1C2S e S1C2R

No ensaio do modelo S1C2R, foram utilizadas as velocidades de deslocamento semelhantes às do modelo S1C2S, também fez-se o ajuste da sua posição na máquina, e também observou-se uma certa flexo-compressão. Após a força de ruína que atingiu 483 kN, a queda na força aplicada não foi acentuada, mostrando um comportamento dúctil do modelo. Pode-se observar pela Foto 5.5b que ocorreram fissuras diagonais na extremidade inferior do modelo, o que comprova o surgimento de flexo-compressão no ensaio.

Após o estudo dos modelos anteriormente citados, foram moldados os modelos S1C1R e S1C1S nos dias 20/07/1998 e 28/07/1998, respectivamente, os quais foram ensaiados no dia 04/08/1998. Sempre seguindo a ordem de ensaio, anteriormente mencionada, iniciou-se com o ensaio do modelo S1C1S, fez-se o ajuste da posição, porém mais uma vez observou-se certa excentricidade durante o ensaio. Após a força última de 1540 kN ocorreu uma queda acentuada da força aplicada, e ocorreram fissuras inclinadas na extremidade superior do modelo conforme Foto 5.6a.

No ensaio do modelo S1C1R fez-se o ajuste da sua posição na máquina, observando-se também certa flexo-compressão. Após a força de ruína que atingiu 488 kN, a queda na força aplicada não foi acentuada, mostrando um comportamento dúctil do modelo. Pode-se observar pela Foto 5.6b que ocorreram fissuras inclinadas e um destacamento do cobrimento na extremidade inferior do modelo.



(a) S1C1S



(b) S1C1R

Foto 5.6 - Fotos da ruína dos modelos S1C1S e S1C1R

5.5.5.2 SÉRIE 2

Os modelos S2C1R e S2C1S foram moldados nos dias 24/07/1998 e 31/07/1998, respectivamente, os quais foram ensaiados no dia 10/08/1998. Iniciou-se o ensaio do modelo S2C1S, sempre verificando-se a posição do modelo. A força de ruína atingiu 1850 kN, porém a queda da força aplicada foi rápida. Através da Foto 5.7a verifica-se que as fissuras ocorreram na seção média com direção inclinada.

O ensaio do modelo S2C1R atingiu uma força de ruína de 517 kN, e a queda na força aplicada não foi acentuada. Pode-se observar pela foto 5.7b que ocorreram fissuras inclinadas e um destacamento do cobrimento na seção média do modelo.



(a) S2C1S

(b) S2C1R

Foto 5.7 - Fotos da ruína dos modelos S2C1S e S2C1R

Nos dias 03/08/1998 e 10/08/1998 foram moldados os modelos S2C2R e S2C2S, respectivamente, os quais foram ensaiados no dia 17/08/1998. Posicionou-se o modelo S2C2S na máquina, verificando a sua posição para eliminar excentricidades e iniciou-se o ensaio. A força de ruína atingida foi de 1840 kN, sendo que após este valor ocorreu uma queda súbita e logo depois uma queda mais lenta e subitamente outra queda rápida e depois outra queda em ritmo mais lento. Provavelmente estas quedas rápidas se deram pelo rompimento em alguns trechos da telas, conforme detalhe na Foto 5.8a, onde é possível verificar o rompimento de trechos da tela.

O ensaio do modelo S2C2R foi semelhante aos demais modelos da sua classe, com a força de ruína atingindo 422 kN, sendo que a ruptura se deu por flambagem das barras em um dos lados do modelo, conforme a Foto 5.8b.



(a) S2C2S



(b) S2C2R

Foto 5.8 - Fotos da ruína dos modelos S2C2S e S2C2R

5.5.5.3 SÉRIE 3

A moldagem dos modelos S3C1R e S3C1S ocorreu nos dias 11/08/1998 e 19/08/1998, respectivamente, os quais foram ensaiados no dia 26/08/1998. Antes de descrever o ensaio do modelo S3C1S, pode-se visualizar a armadura de reforço utilizada através da Foto 5.9, a qual consistiu basicamente de 4 barras longitudinais

de diâmetro de 8mm e armadura de fretagem nas extremidades composta por estribos de barra de diâmetro de 6,3 mm. Esta armadura foi assim projetada para se avaliar o efeito do uso de concreto com adição de fibras curtas de aço na camisa de reforço.

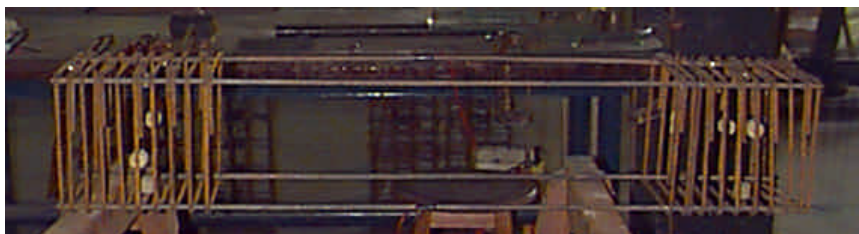
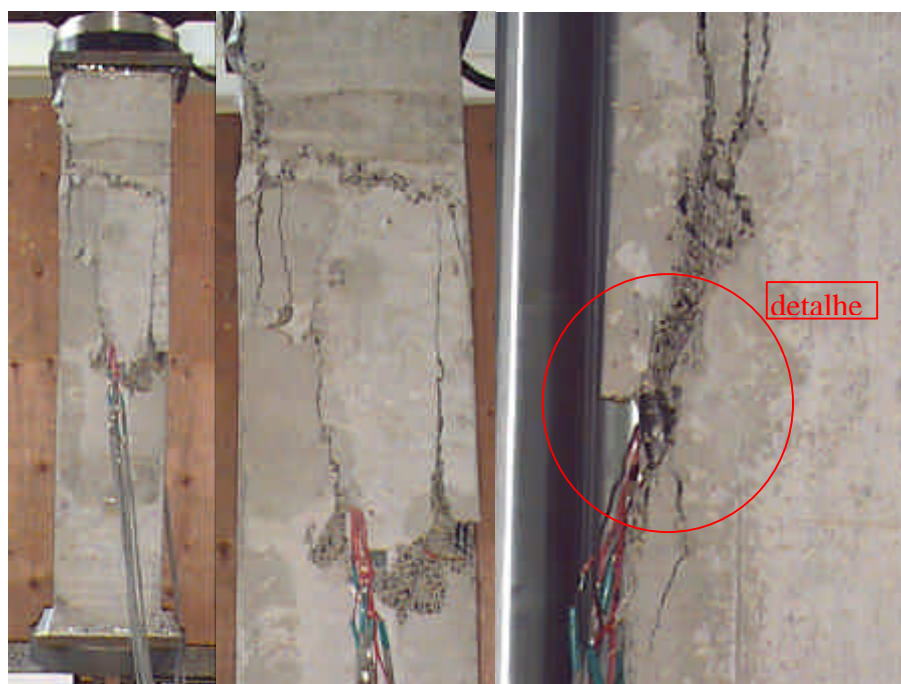


Foto 5.9 - Armadura de reforço do modelo S3C1S

Como o modelo S3C1S não possui a armadura transversal na camisa de reforço, resolveu-se instrumentar as faces externas do concreto, em pontos coincidentes com os dos extensômetros utilizados na armadura transversal dos outros modelos, a fim de comparação.

O ensaio do modelo S3C1S foi iniciado, sempre verificando-se a posição do modelo, atingindo-se uma força de ruína de 2200 kN. A queda da força aplicada foi lenta até a flambagem das barras longitudinais de reforço, conforme Foto 5.10a, que ocasionou uma queda mais rápida.

O modelo S3C1R atingiu uma força de ruína de 512 kN, e a queda na força aplicada não foi acentuada. Pode-se observar pela Foto 5.10b que ocorreram fissuras inclinadas na extremidade inferior do modelo.



(a) S3C1S



(b) S3C1R

Foto 5.10 - Fotos da ruína dos modelos S3C1S e S3C1R

Os modelos S3C2R e S3C2S foram moldados nos dias 28/08/1998 e 03/09/1998, respectivamente, e foram ensaiados no dia 10/09/1998. O ensaio do modelo S3C2S atingiu uma força de ruína de 1920 kN, sendo que a queda da força aplicada foi rápida, e conforme a Foto 5.11a as fissuras foram inclinadas, indicando a presença de flexo-compressão.

O ensaio do modelo S3C2R atingiu uma força de ruína de 421 kN, e a queda na força aplicada não foi acentuada. Pode-se observar pela Foto 5.11b que ocorreram trincas inclinadas extremidade superior do modelo.



Foto 5.11 - Fotos da ruína dos modelos S3C2S e S3C2R

A moldagem dos modelos S3C3R e S3C3S ocorreu nos dias 08/09/1998 e 15/09/1998, respectivamente, e foram ensaiados no dia 23/09/1998. Antes de descrever o ensaio do modelo S3C3S, pode-se visualizar a armadura de reforço utilizada na Foto 5.12, que consistiu basicamente de 4 barras longitudinais de diâmetro de 8mm e armadura de fretagem nas extremidades, composta de estribos de barra de diâmetro de 6,3 mm. A armadura transversal era composta por estribos de barras de diâmetro de 6,3 mm com espaçamento de 90 mm.



Foto 5.12 - Armadura de reforço do modelo S3C3S

O ensaio do modelo S3C3S foi iniciado, sempre verificando-se a posição do modelo, atingindo-se uma força de ruína de 2210 kN. A queda da força aplicada foi

lenta, ocorrendo fissuras na extremidade superior, porém na força de 1290 kN, após a força de ruína, a máquina se desligou automaticamente, devido ao aquecimento da bomba hidráulica, prejudicando a fase final do ensaio.

O modelo S3C3R atingiu uma força de ruína de 490 kN, e a queda na força aplicada não foi acentuada. Pode-se observar pela Foto 5.13b que ocorreram trincas inclinadas na extremidade superior do modelo.



(a) S3C3S



(b) S3C3R

Foto 5.13 - Fotos da ruína dos modelos S3C3S e S3C3R

5.5.5.4 SÉRIE 4

Os modelos S4C1R e S4C2R foram moldados no dia 15/09/1998 e foram ensaiados no dia 29/09/1998. Os modelos S4C3R e S4C4R foram moldados no dia 23/09/1998 e foram ensaiados no dia 16/10/1998. Os comportamentos dos modelos durante os ensaios foram praticamente idênticos, com os modelos atingindo força de ruína de 651 kN para o S4C1R, 639 kN para o S4C2R, 749 kN para o S4C3R e 715 kN para o S4C4R. Todos os modelos apresentaram queda lenta na força aplicada após a força última e todos apresentaram trincas e destacamento do cobrimento na seção inferior, conforme a Foto 5.14.

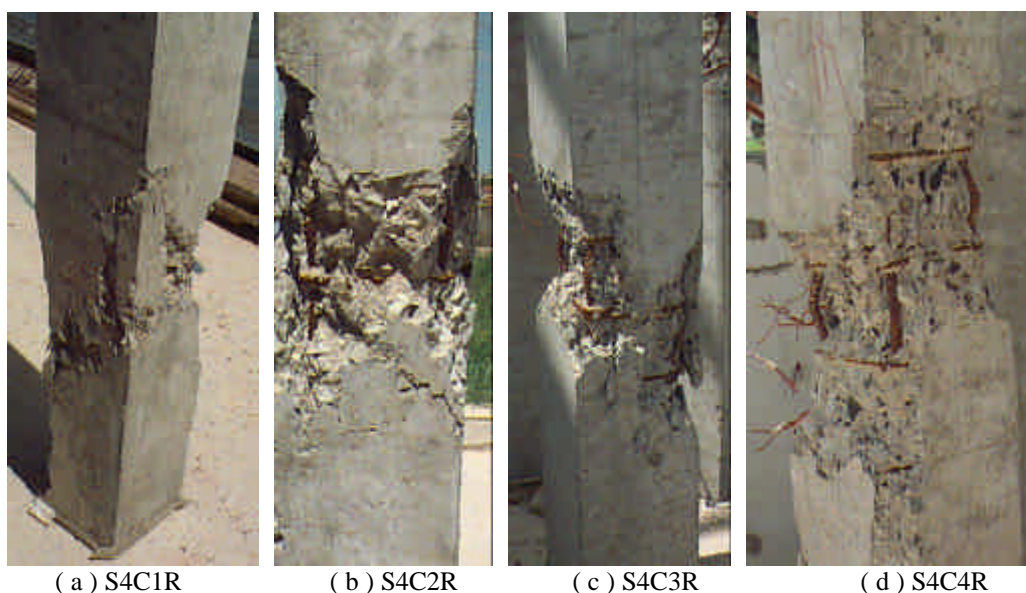


Foto 5.14 - Fotos da ruína dos modelos da série 4

5.5.6 RESULTADOS

A seguir apresentam-se os gráficos das séries ensaiadas. Para denominar os gráficos dos modelos foram adotados os seguintes termos:

☞ deformação do conjunto: trata-se da medida do deslocamento do pistão da máquina durante o ensaio transformada em deformação específica média. Observe-se que esta medida inclui deformações intrínsecas do equipamento, e é utilizada no controle do ensaio;

☞ deformação média das faces: trata-se da deformação das faces do elemento ensaiado, obtida por meio de transdutores de deslocamento;

Para o melhor entendimento dos gráficos quanto aos dados coletados visou-se estabelecer o mesmo número da instrumentação do modelo nos gráficos conforme as figuras a seguir:

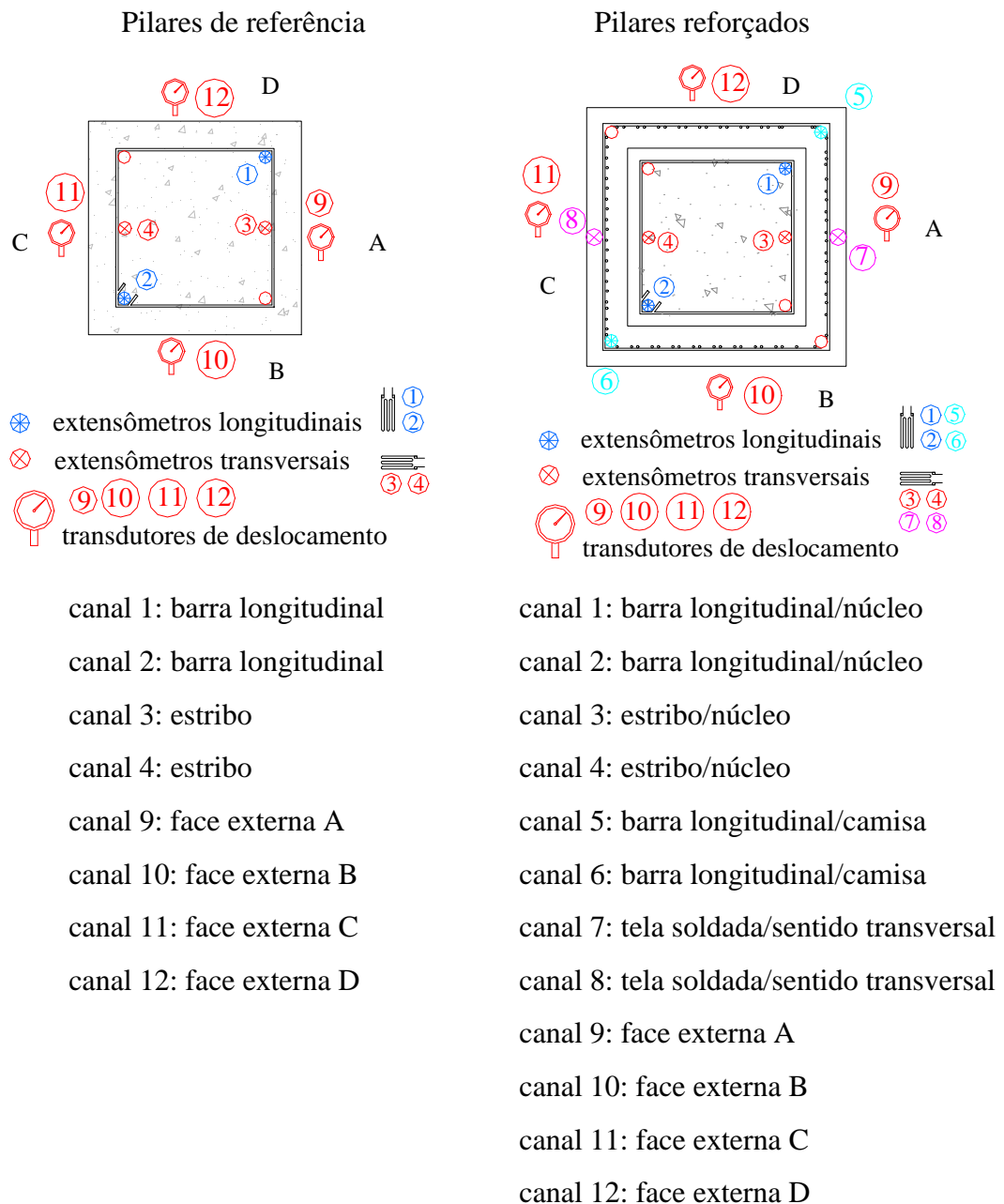


Figura 5.12 – Legenda dos dados constituintes dos gráficos de resultado

5.5.6.1 SÉRIE 01

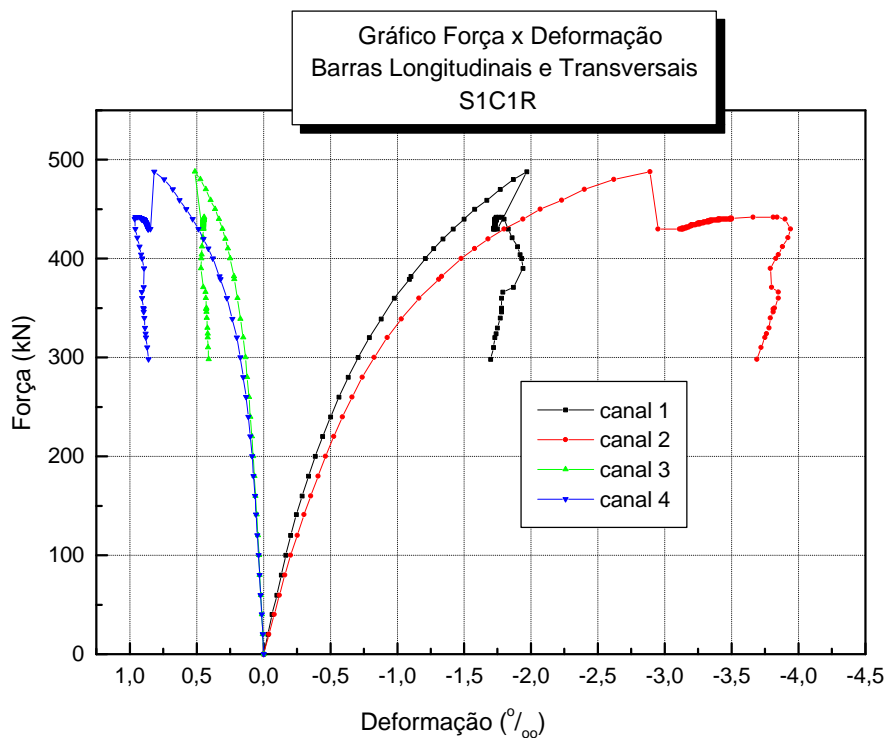


Diagrama 5.1 – Diagrama das barras de aço do modelo S1C1R

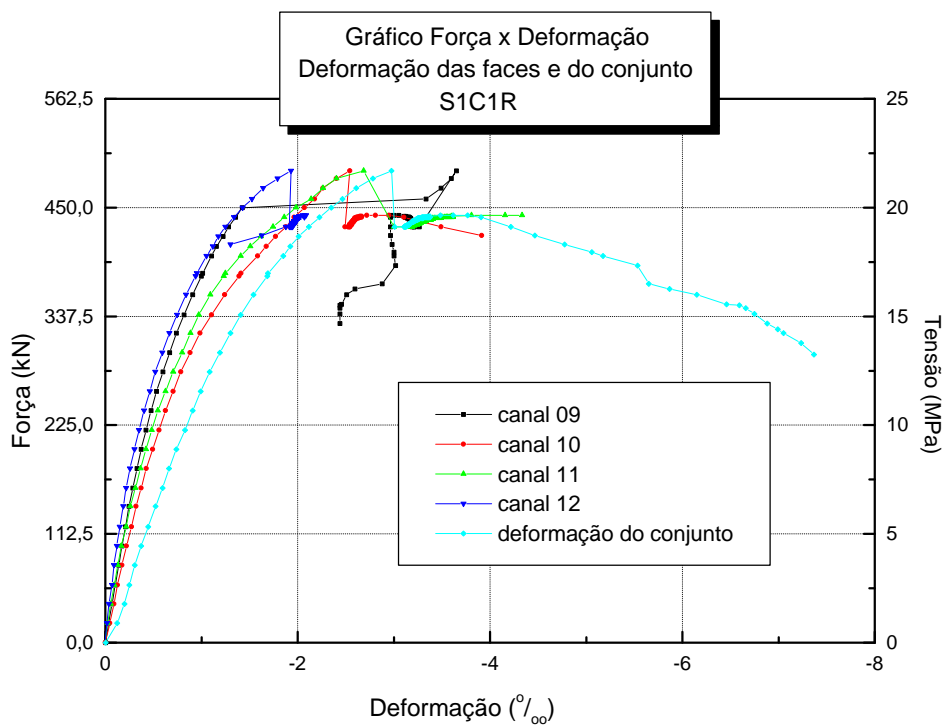


Diagrama 5.2 – Diagrama das faces do concreto do modelo S1C1R

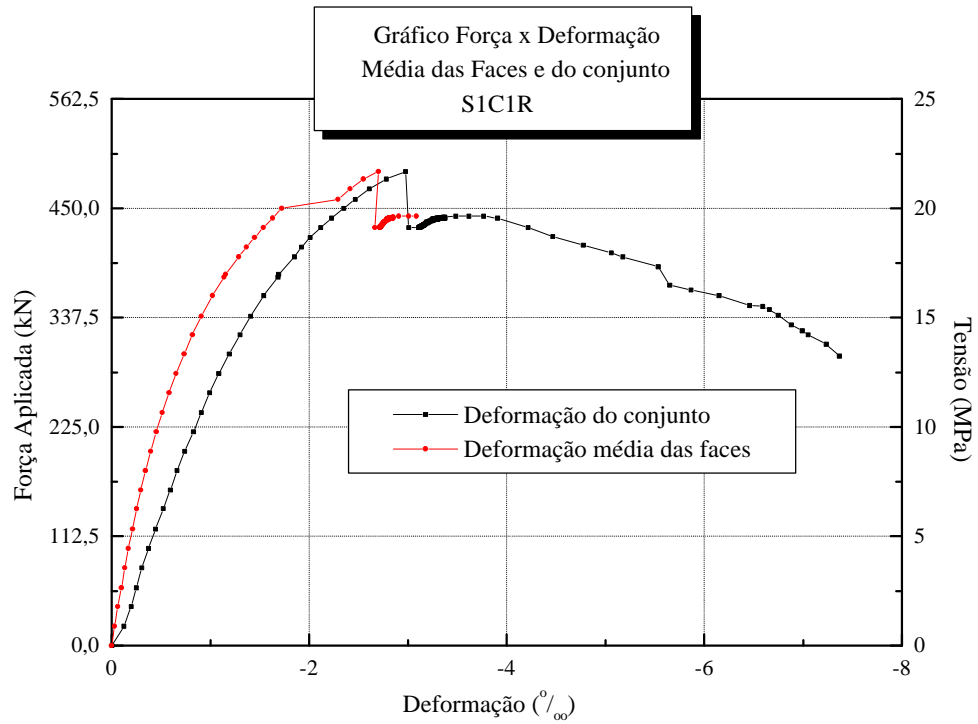


Diagrama 5.3 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo SIC1R

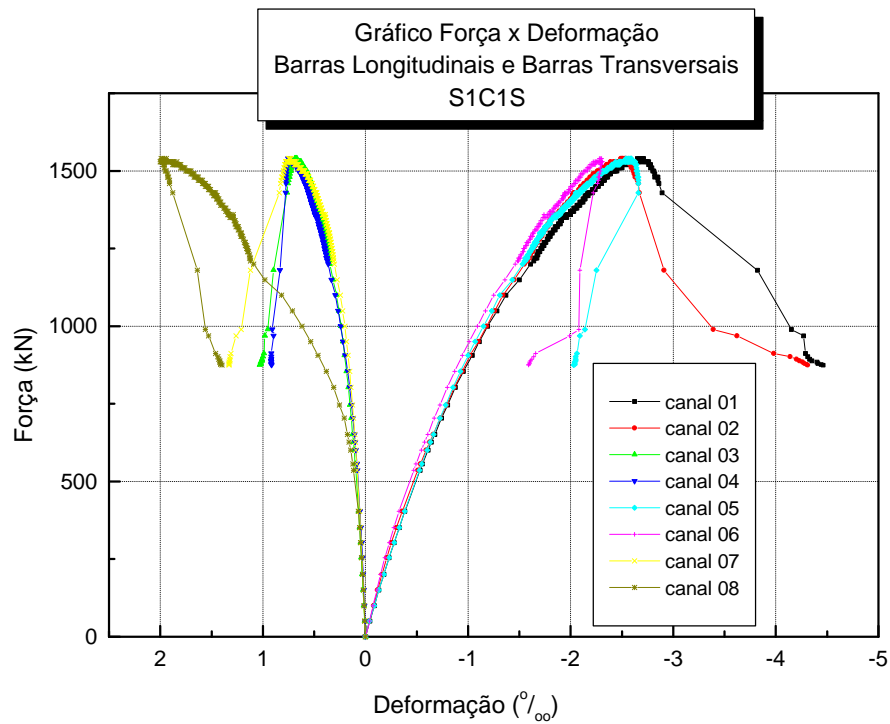


Diagrama 5.4 – Diagrama das barras de aço do modelo SIC1S

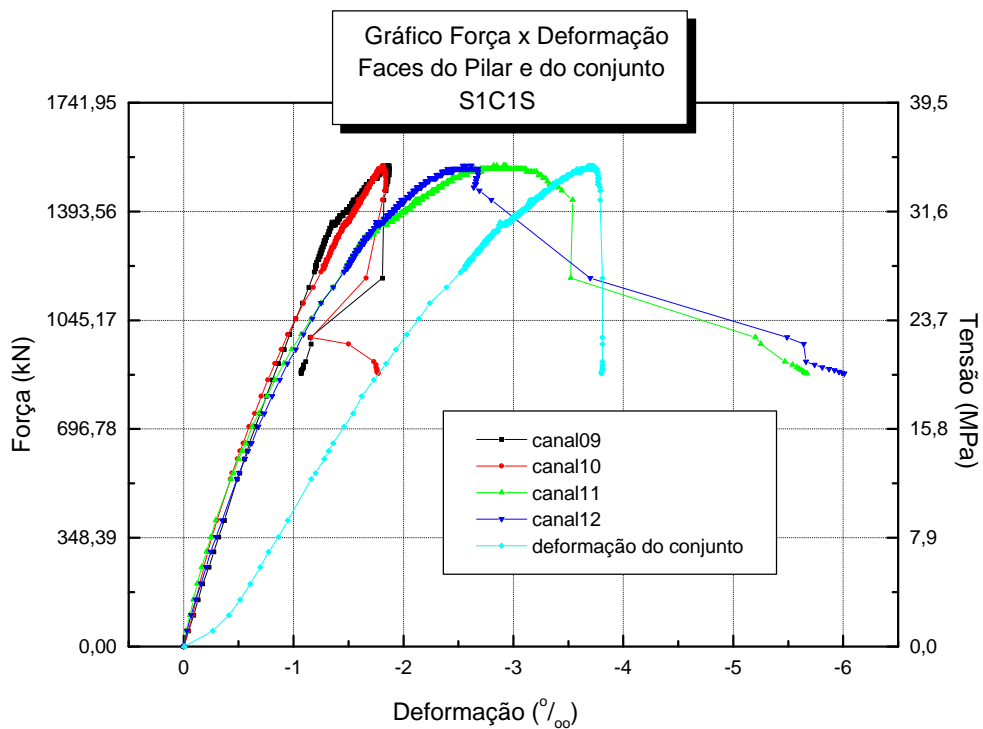


Diagrama 5.5 – Diagrama das faces do concreto do modelo S1C1S

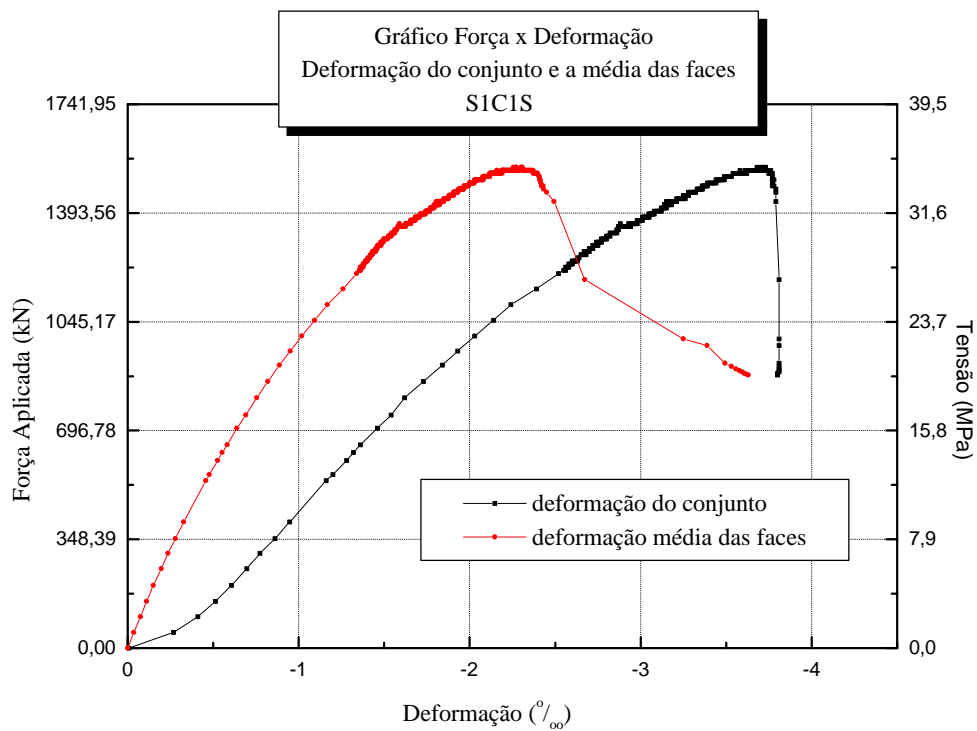


Diagrama 5.6 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S1C1S

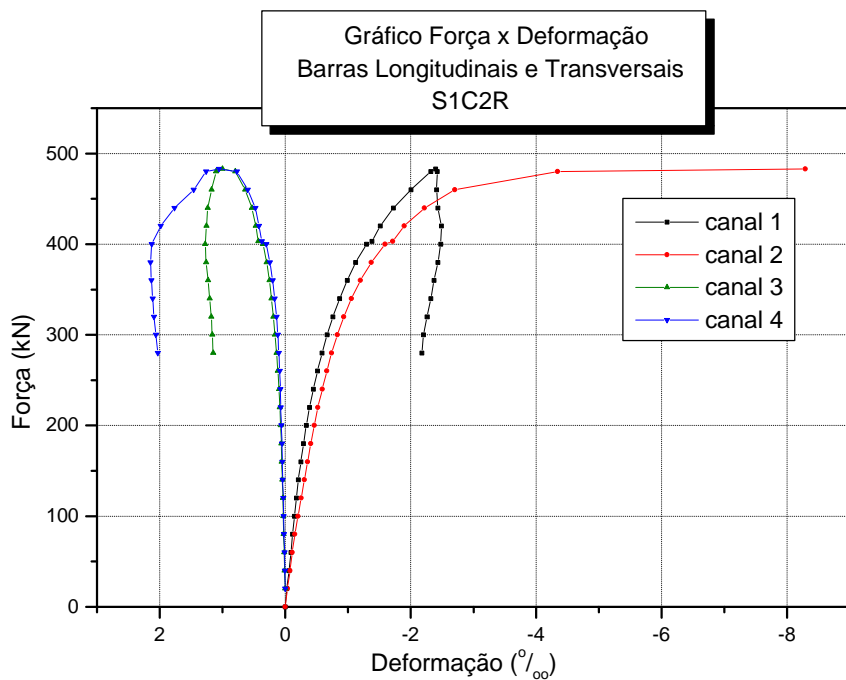


Diagrama 5.7 – Diagrama das barras de aço do modelo S1C2R

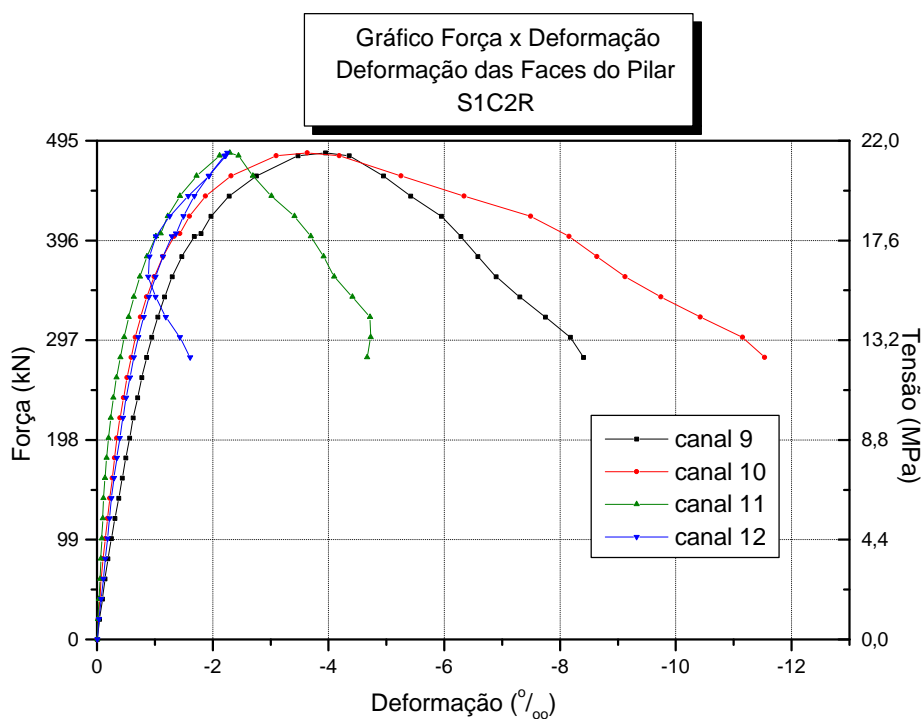


Diagrama 5.8 – Diagrama das faces do concreto do modelo S1C2R

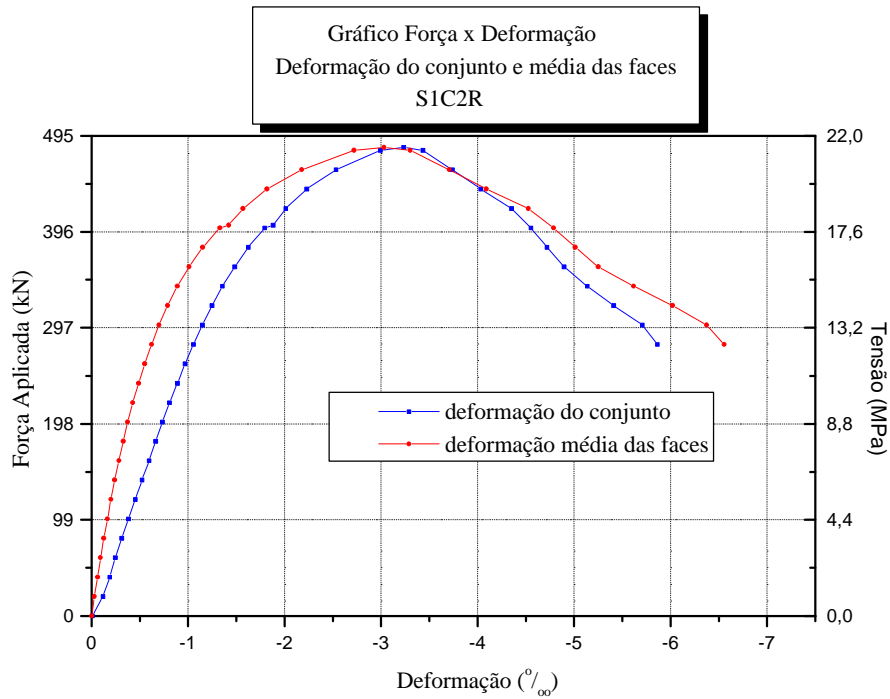


Diagrama 5.9 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S1C2R

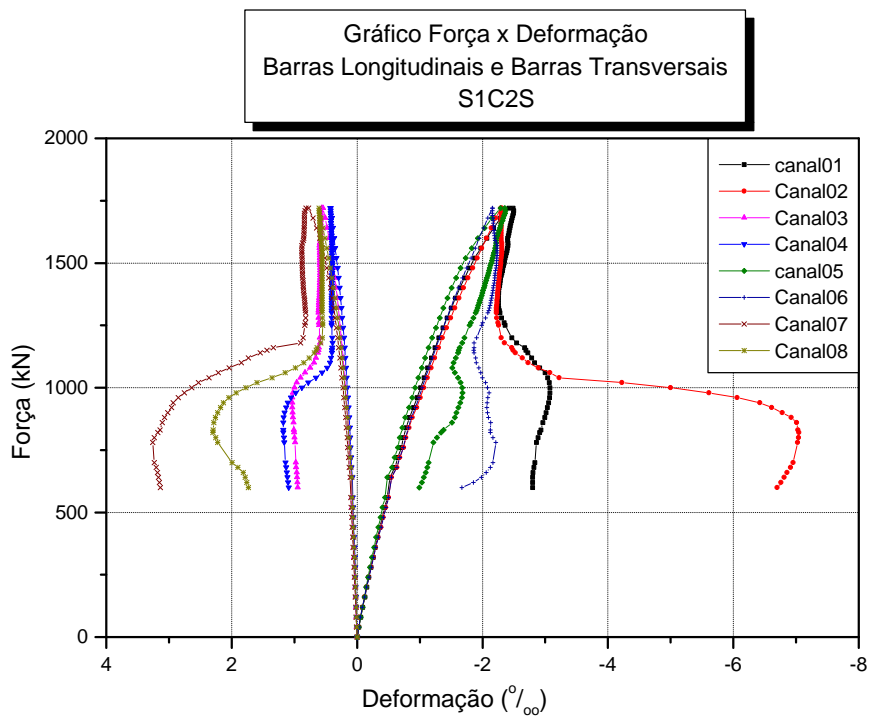


Diagrama 5.10 – Diagrama das barras de aço do modelo S1C2S

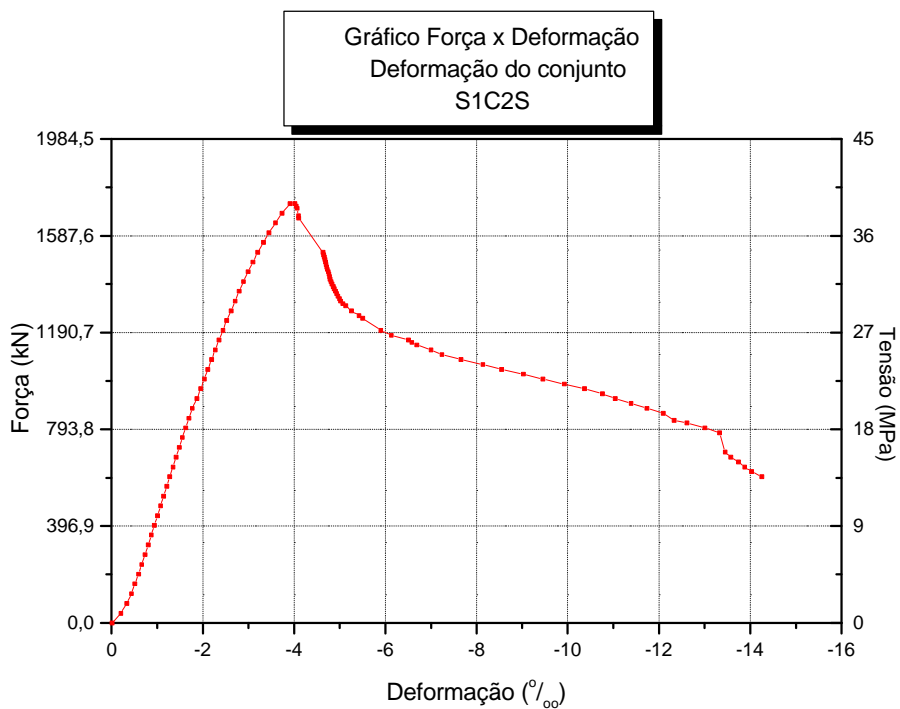


Diagrama 5.11 – Diagrama do conjunto do modelo S1C2S

5.5.6.2 SÉRIE 02

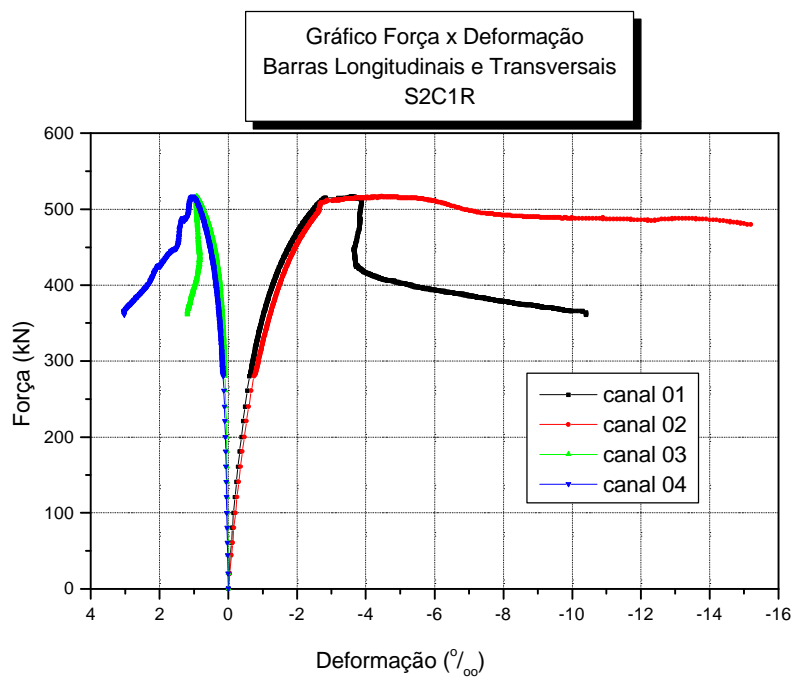


Diagrama 5.12 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C1R

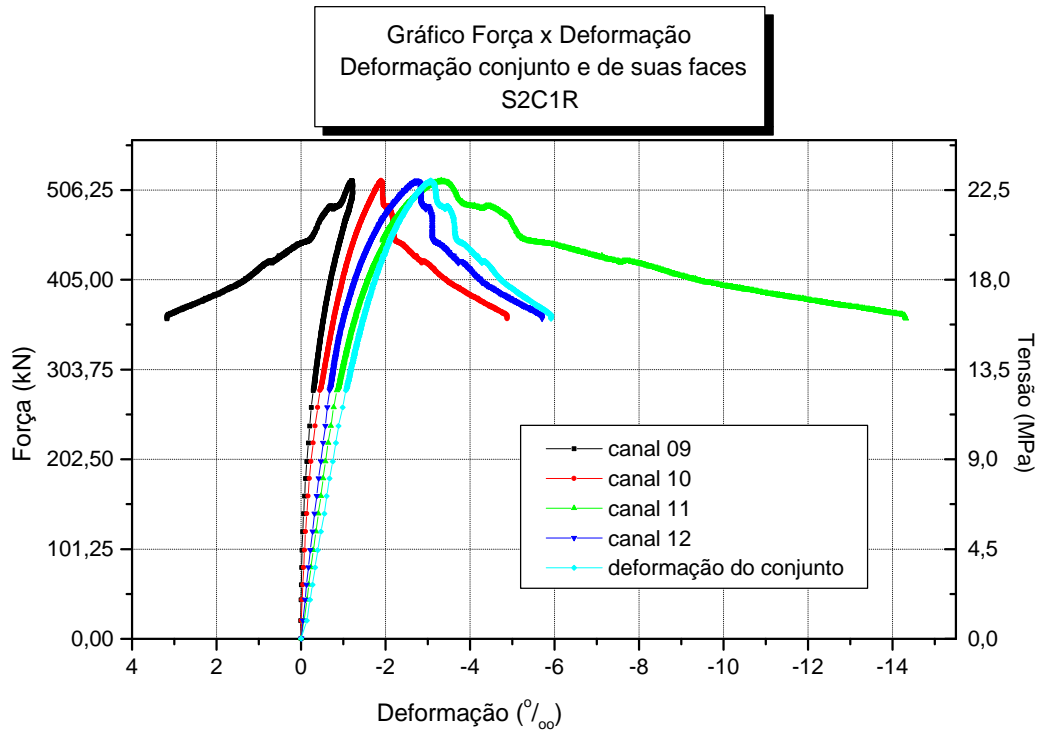


Diagrama 5.13 – Diagrama das faces do concreto do modelo S2C1R

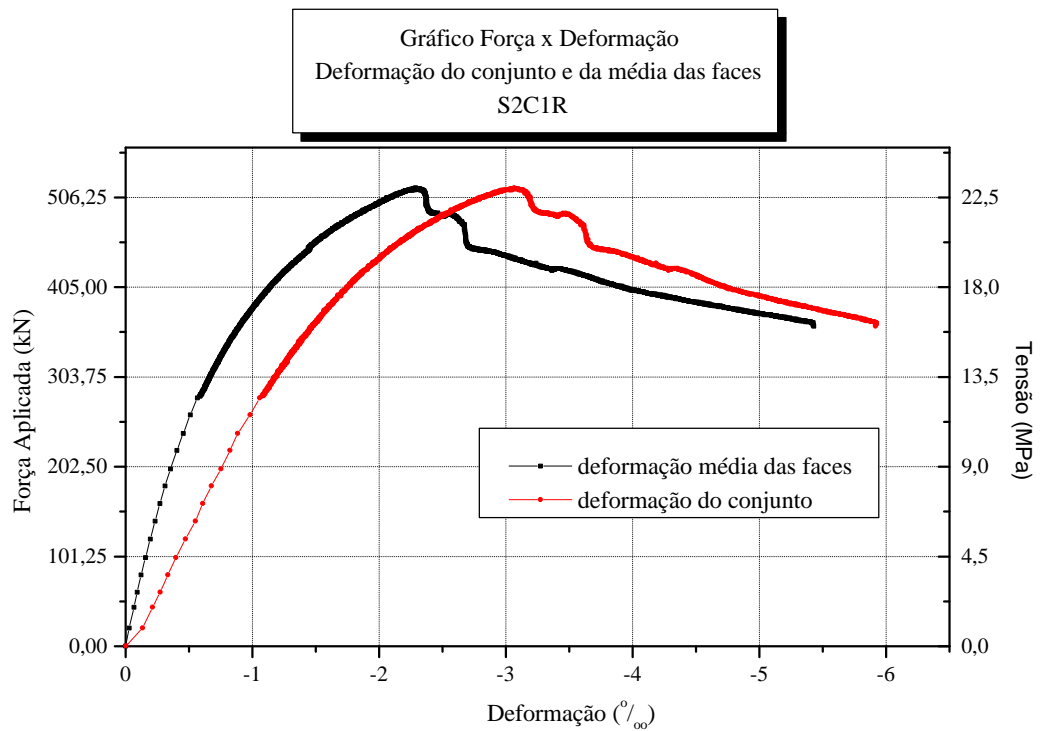


Diagrama 5.14 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C1R

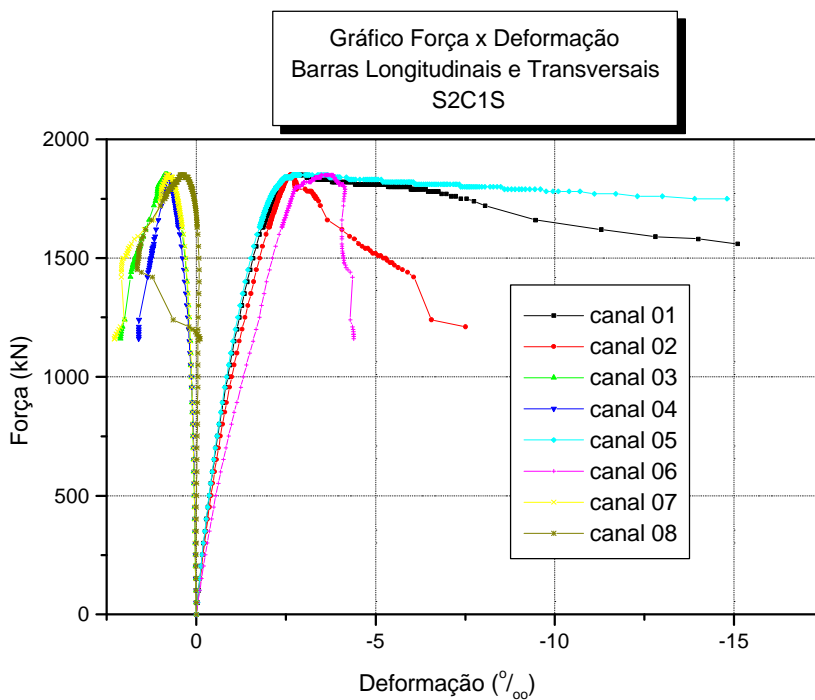


Diagrama 5.15 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C1S

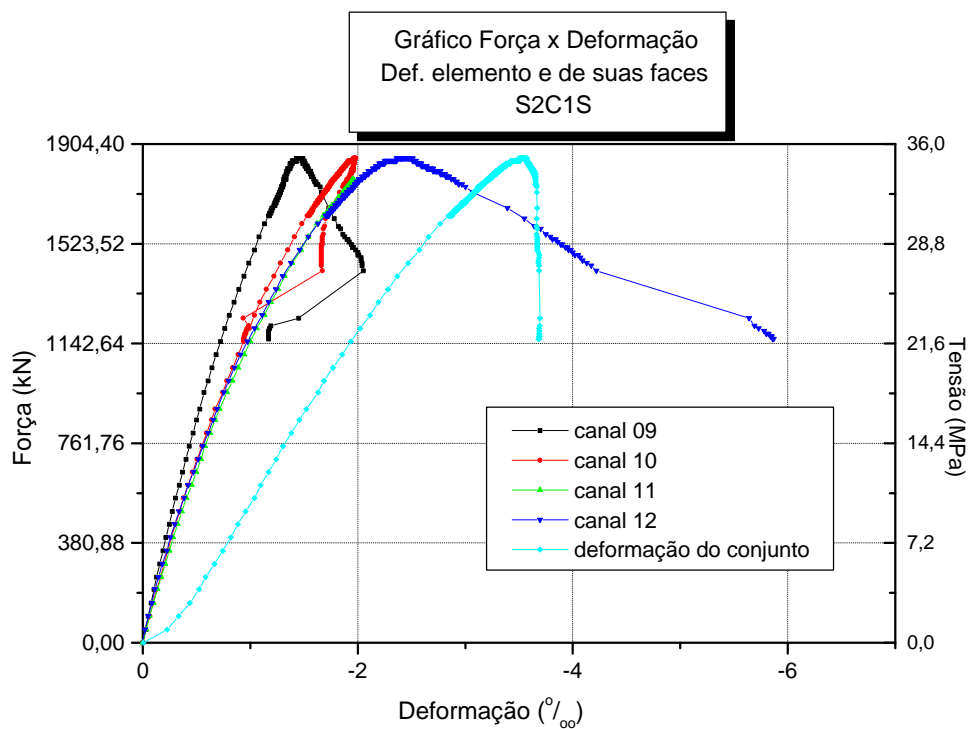


Diagrama 5.16 – Diagrama das faces do concreto do modelo S2C1S

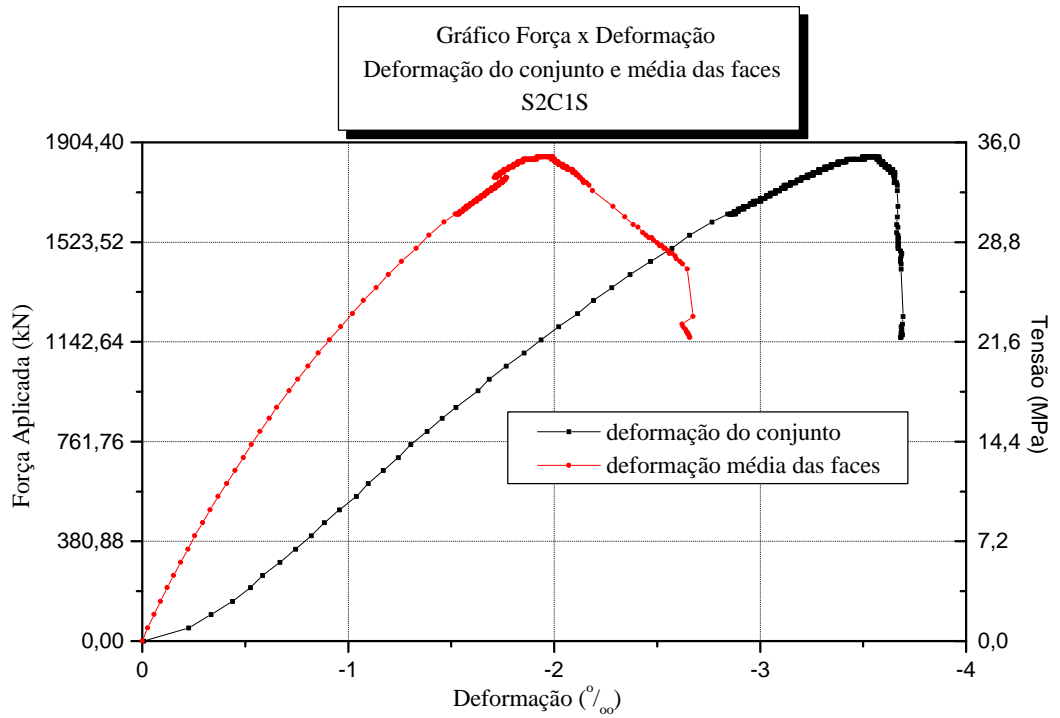


Diagrama 5.17 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C1S

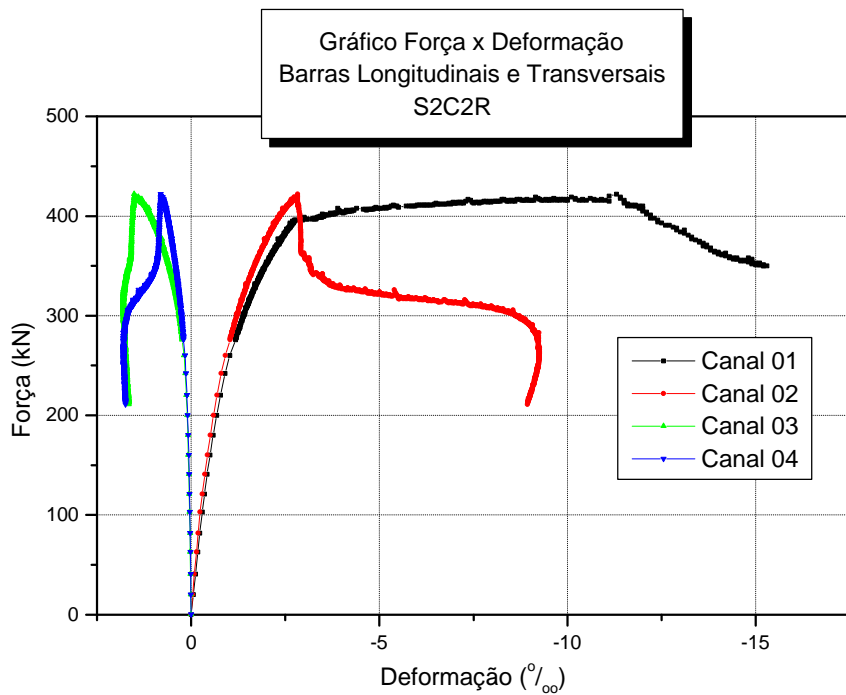


Diagrama 5.18 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C2R

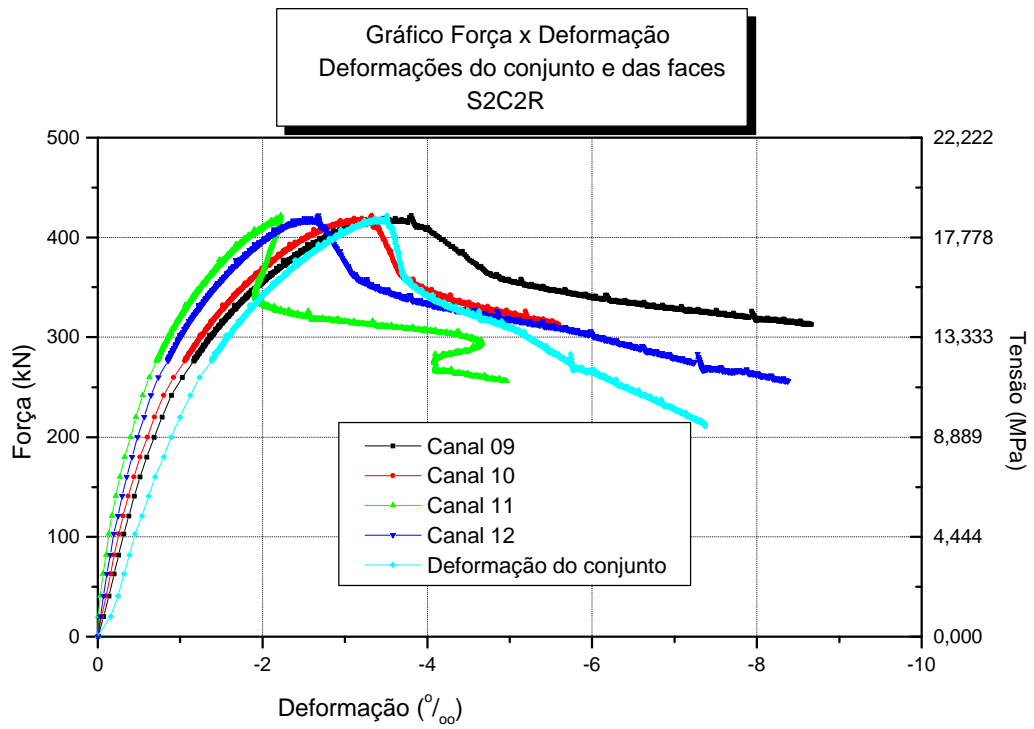


Diagrama 5.19 – Diagrama das faces de concreto do modelo S2C2R

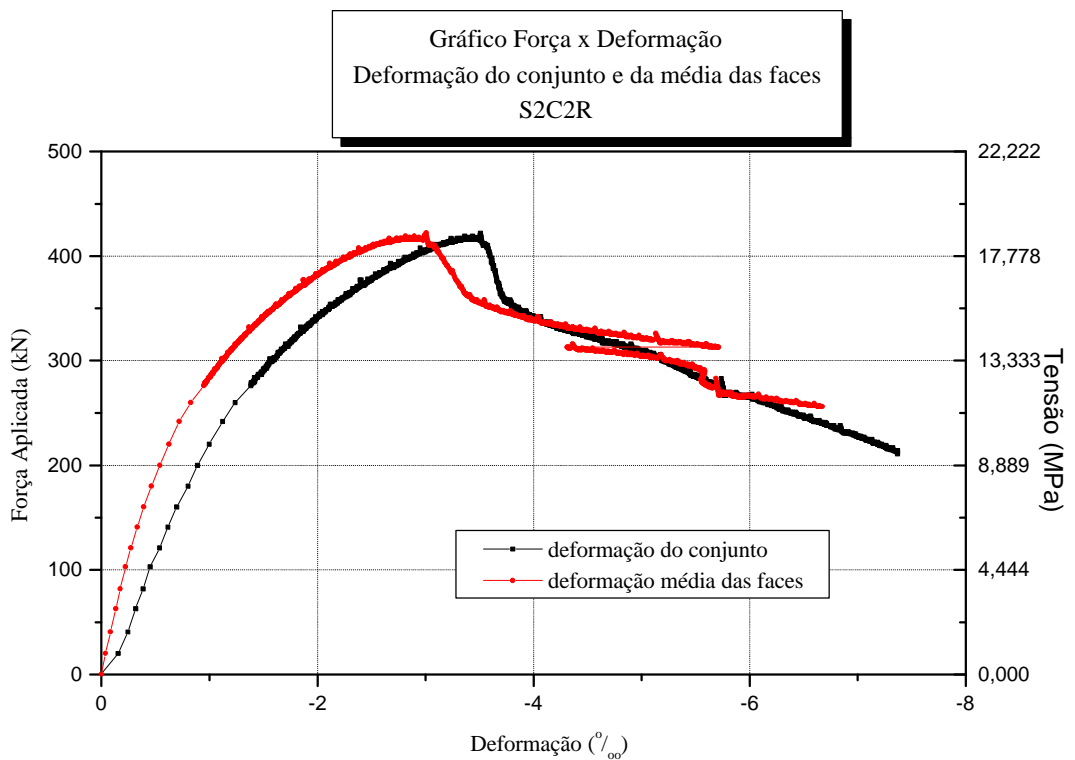


Diagrama 5.20 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C2R

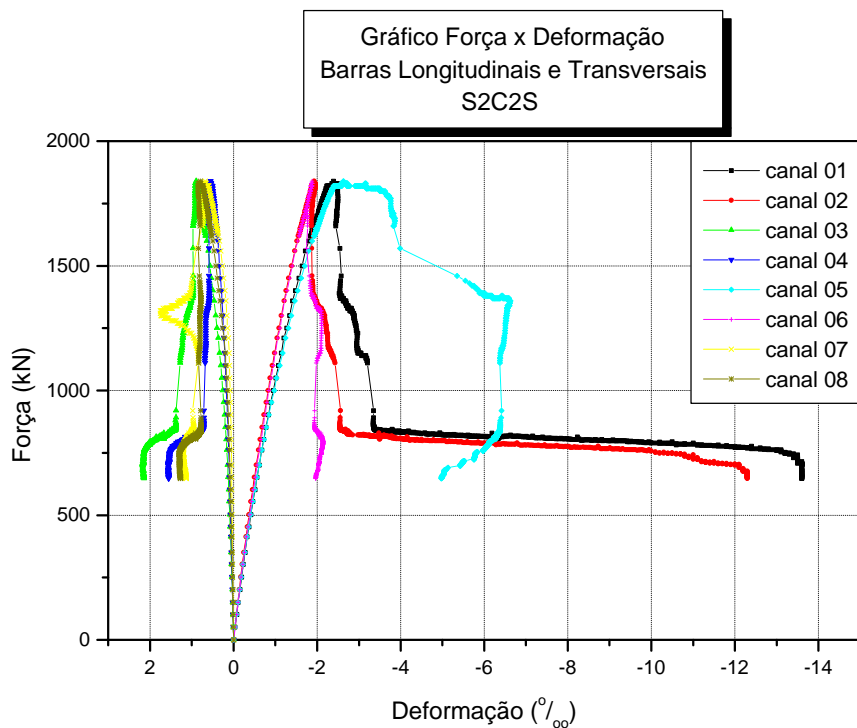


Diagrama 5.21 – Diagrama das barras de aço do modelo S2C2S

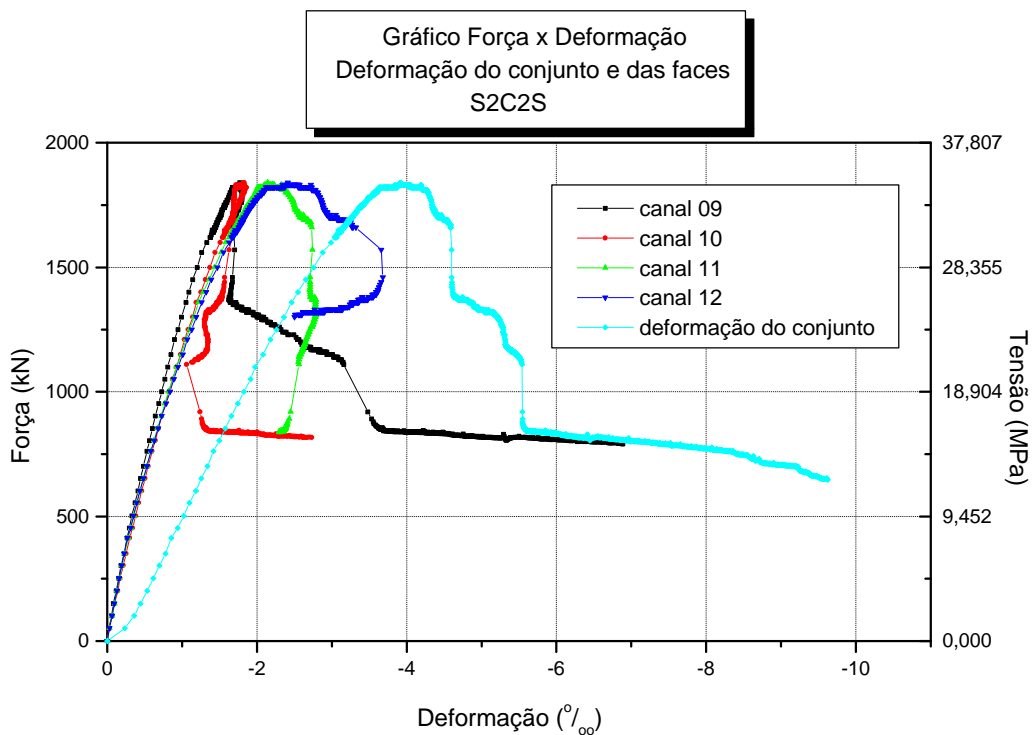


Diagrama 5.22 – Diagrama das faces de concreto do modelo S2C2S

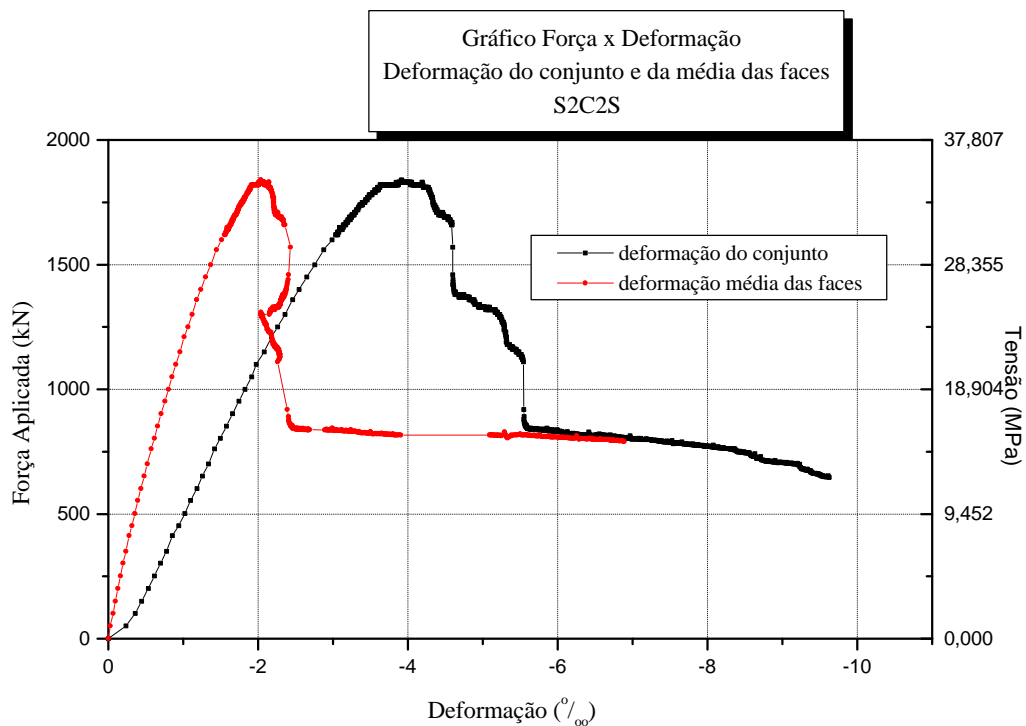


Diagrama 5.23 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S2C2S

5.5.6.3 SÉRIE 03

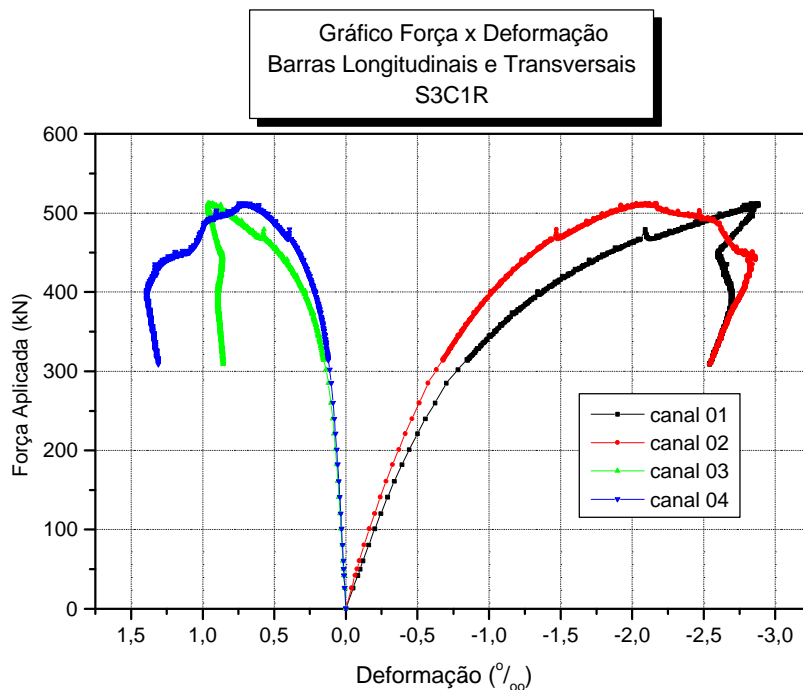


Diagrama 5.24 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C1R

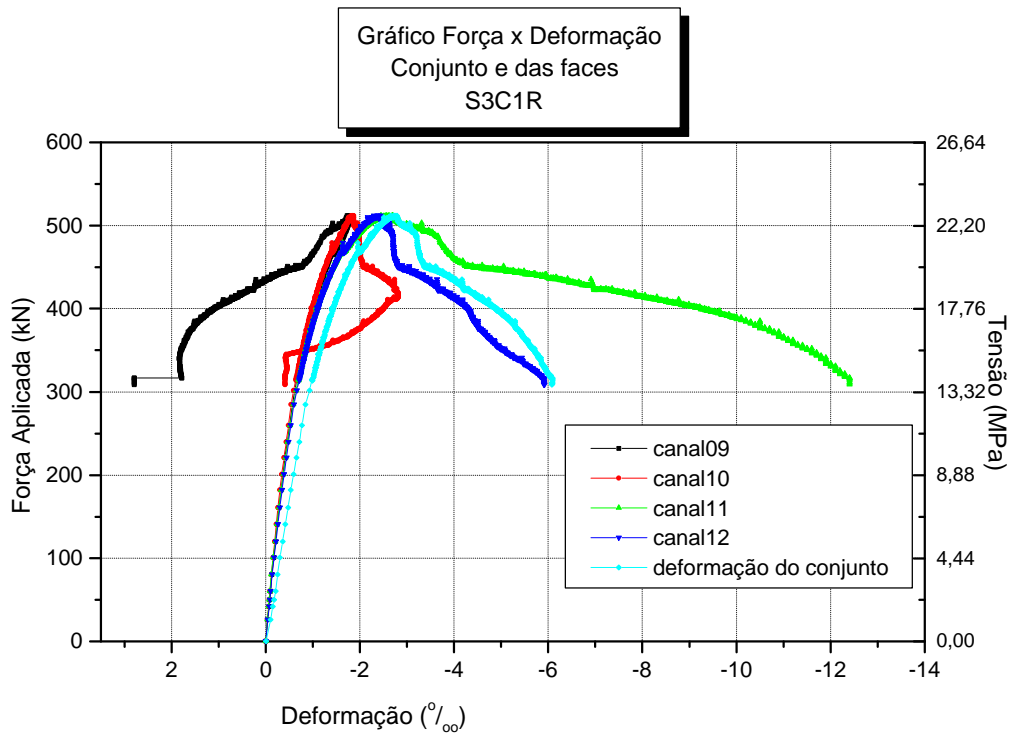


Diagrama 5.25 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C1R

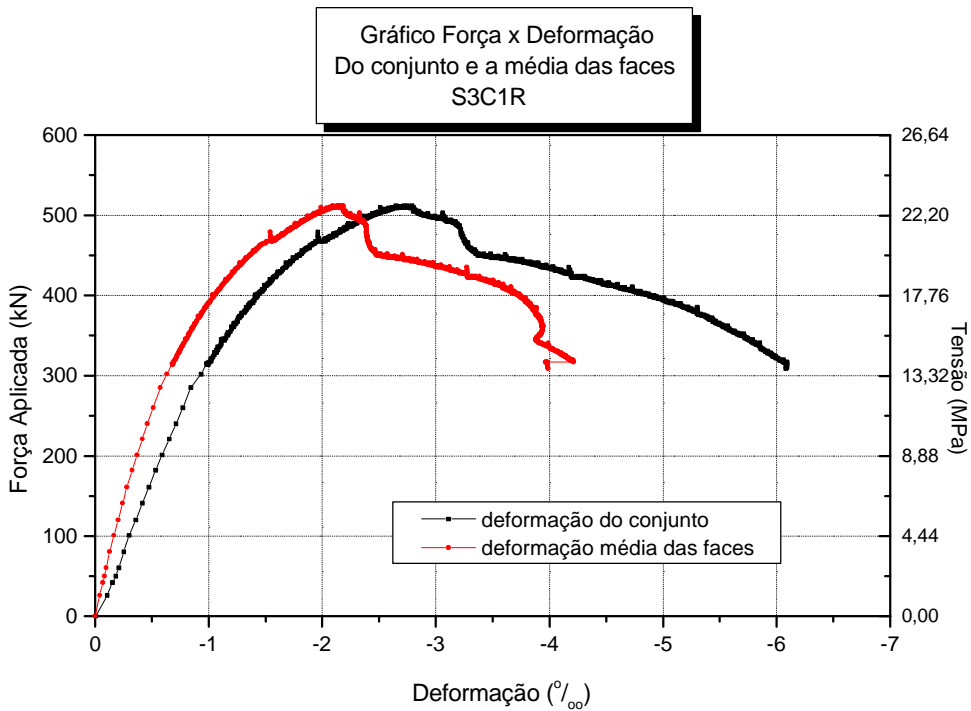


Diagrama 5.26 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C1R

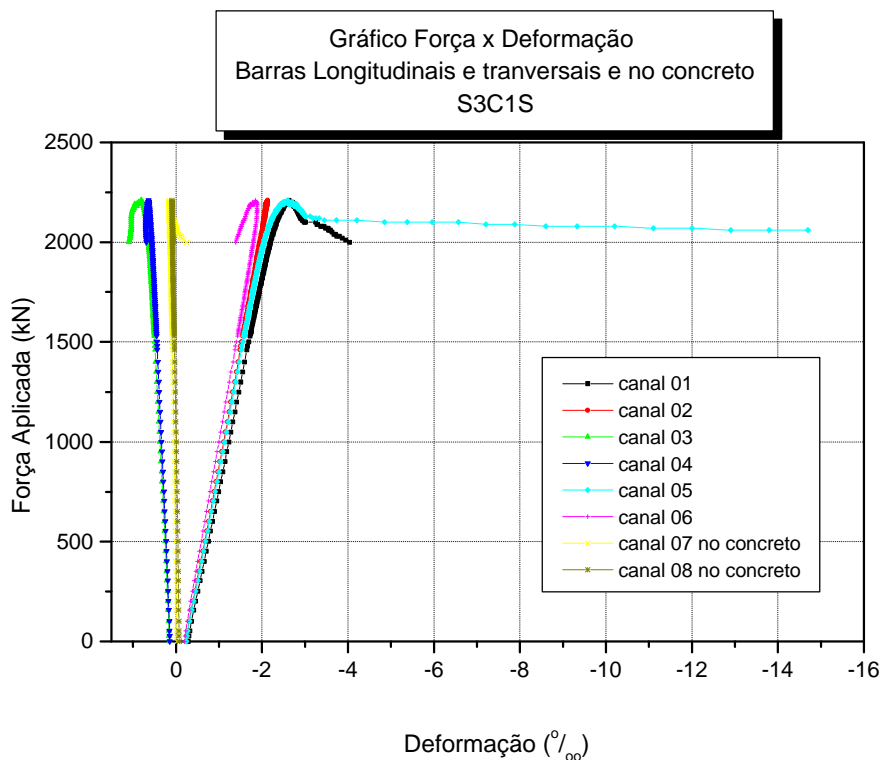


Diagrama 5.27 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C1S

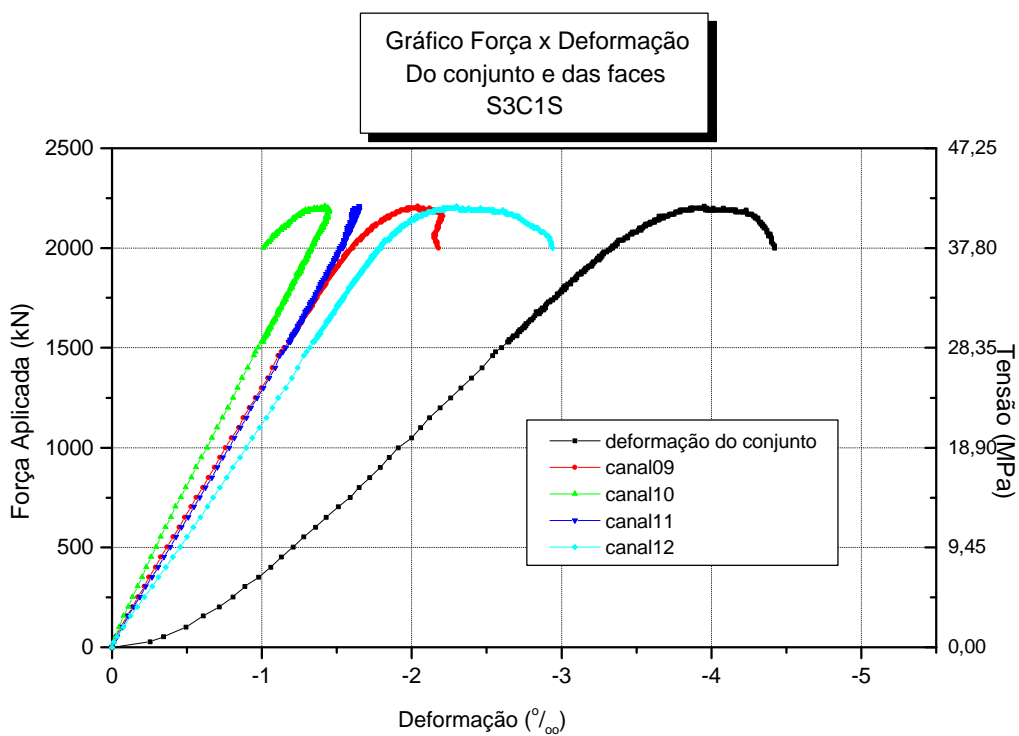


Diagrama 5.28 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C1S

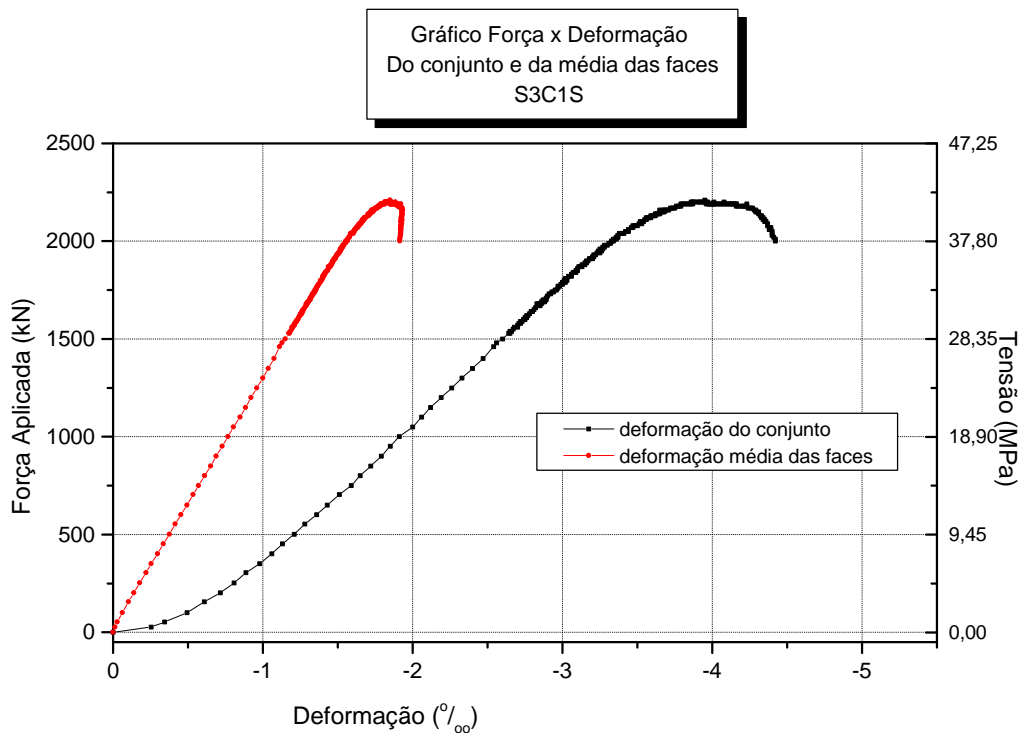


Diagrama 5.29 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C1S

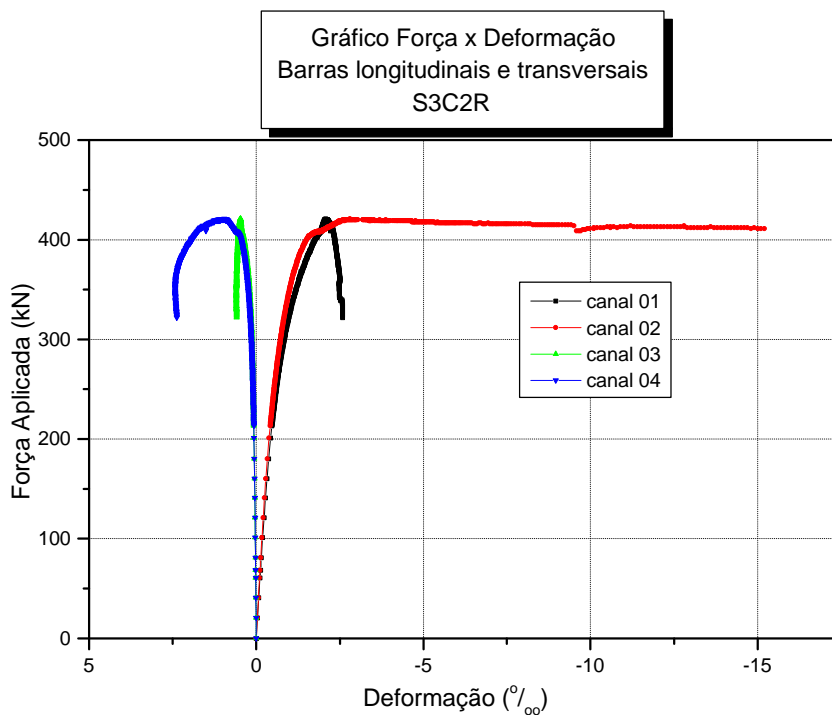


Diagrama 5.30 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C2R

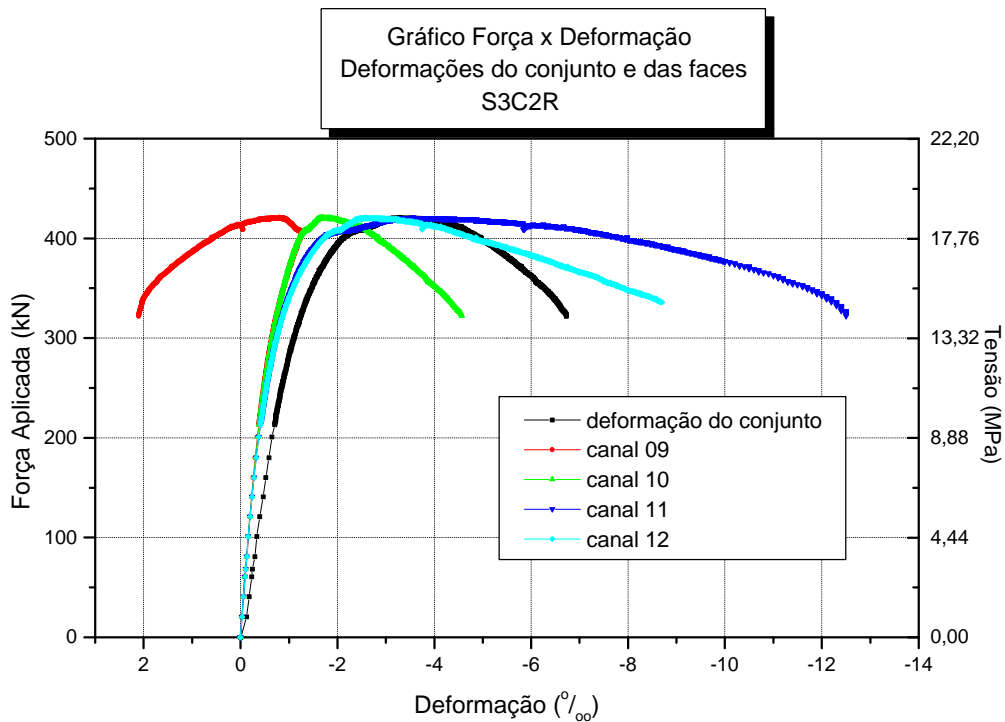


Diagrama 5.31 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C2R

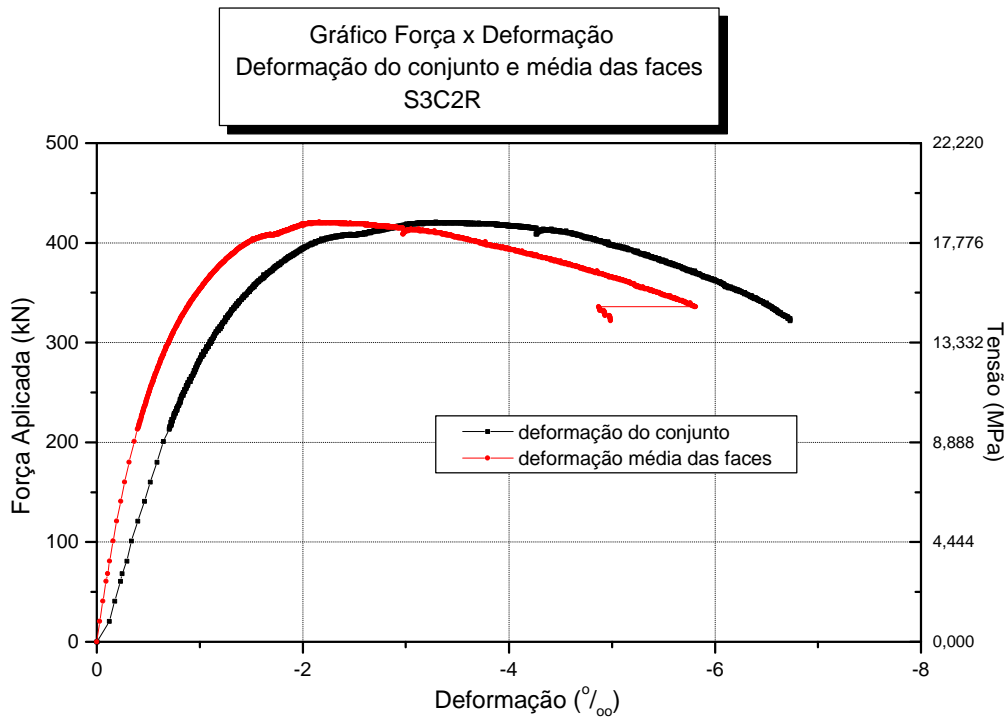


Diagrama 5.32 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C2R

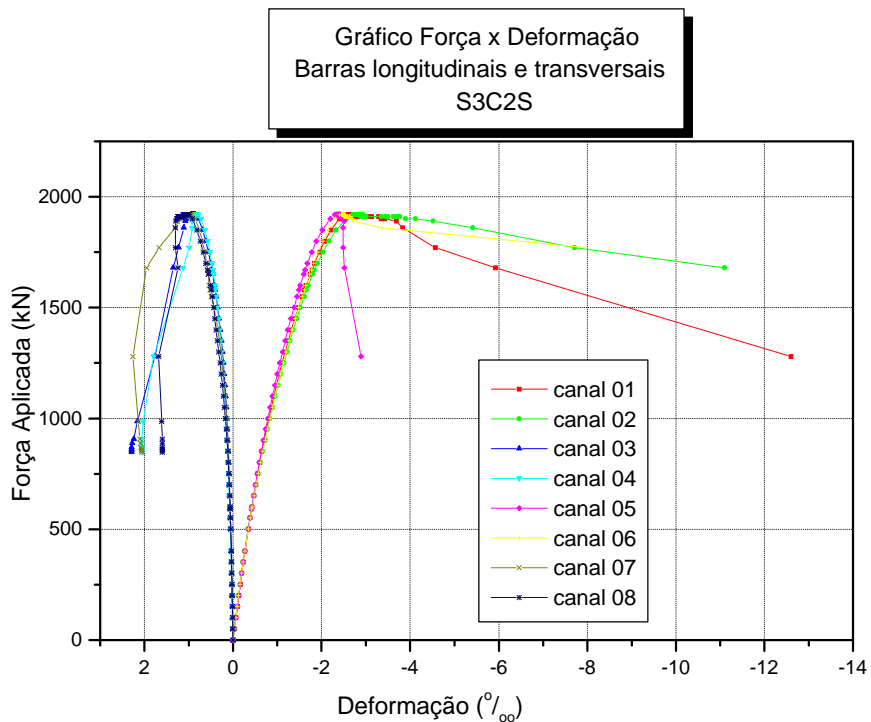


Diagrama 5.33 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C2S

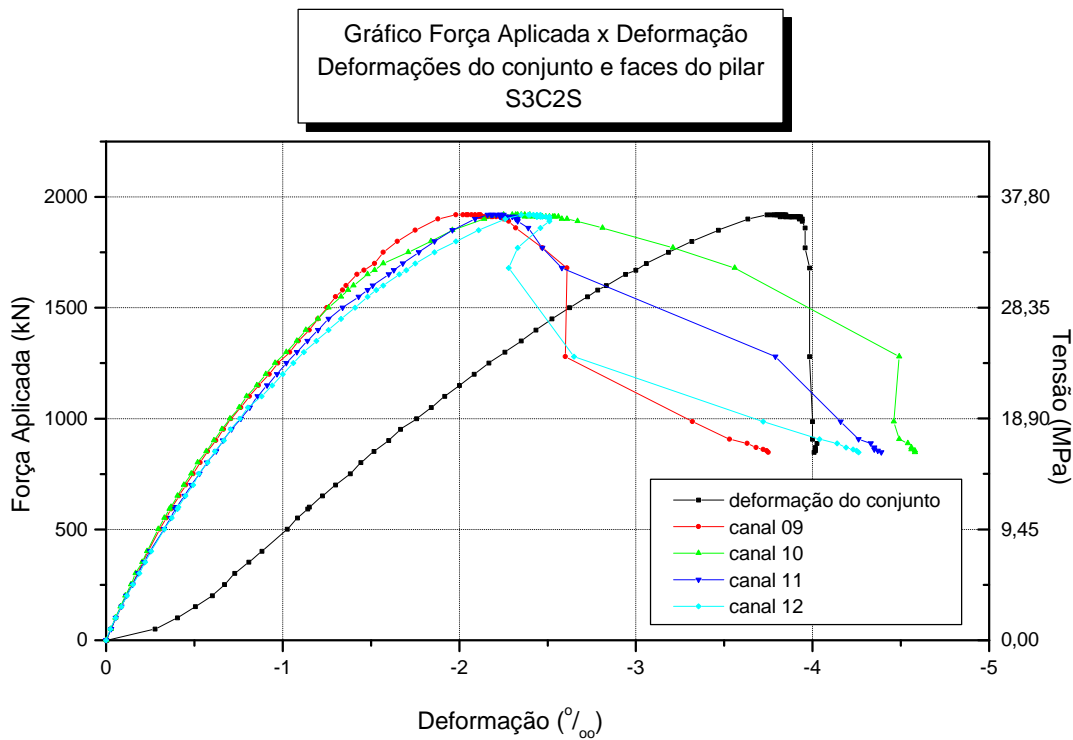


Diagrama 5.34 – Diagrama das faces de concreto do modelo S3C2S

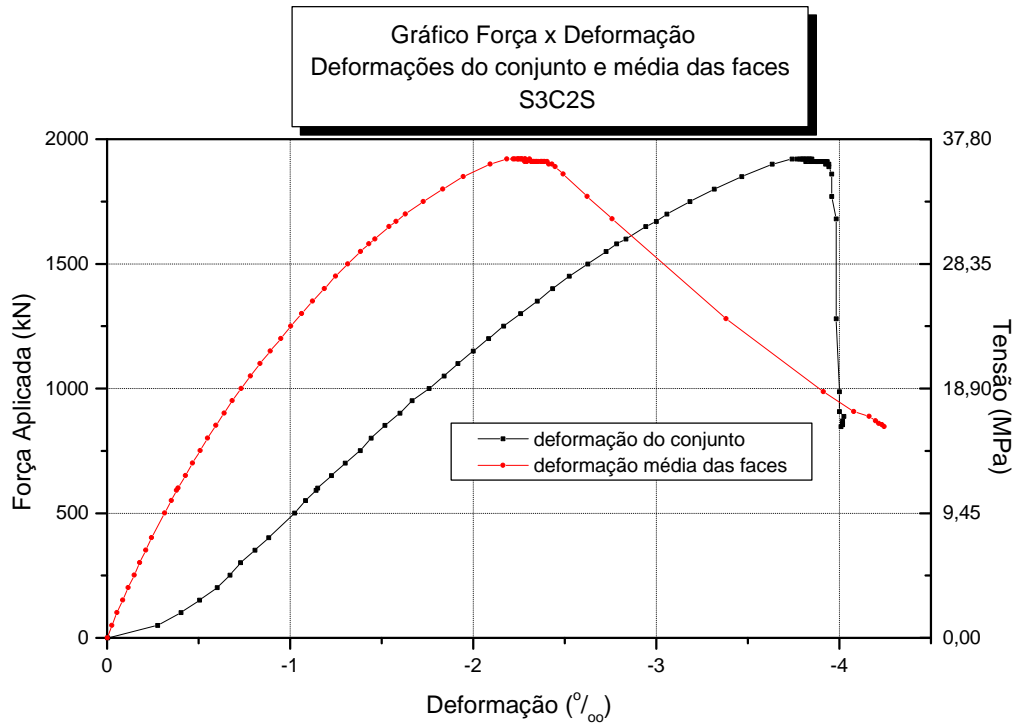


Diagrama 5.35 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C2S

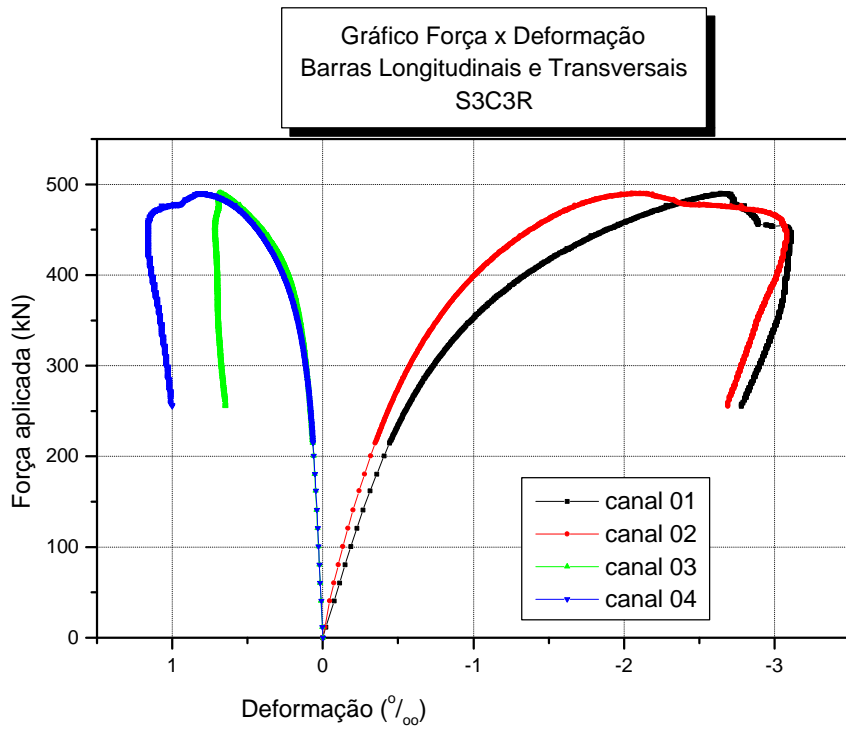


Diagrama 5.36 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C3R

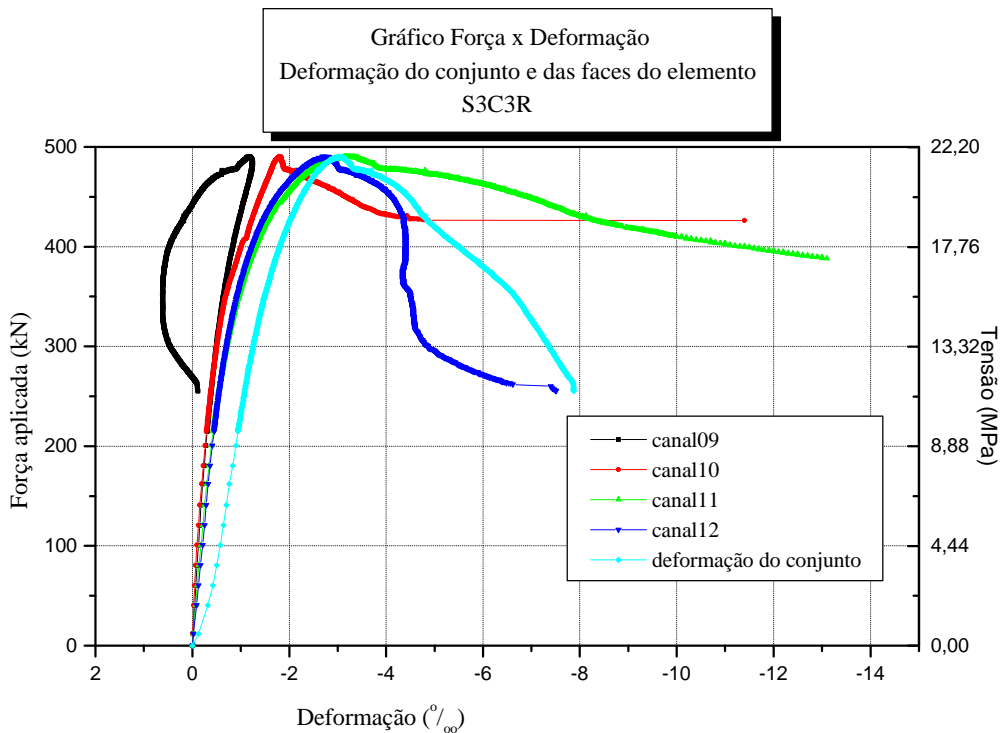


Diagrama 5.37 – Diagrama das faces do concreto do modelo S3C3R

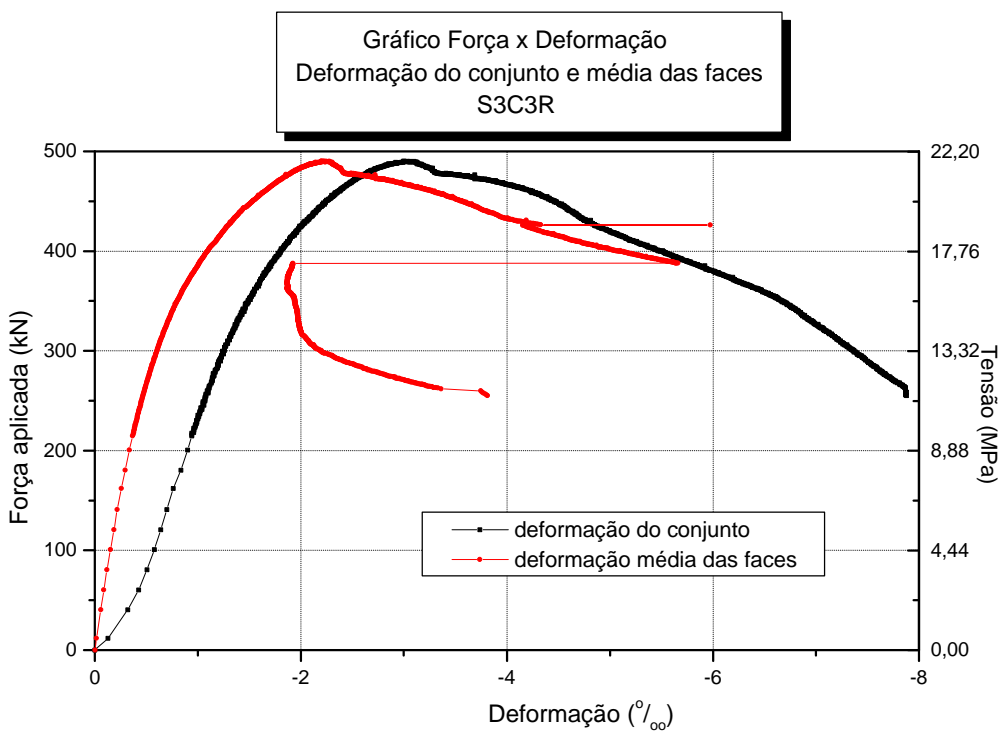


Diagrama 5.38 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C3R

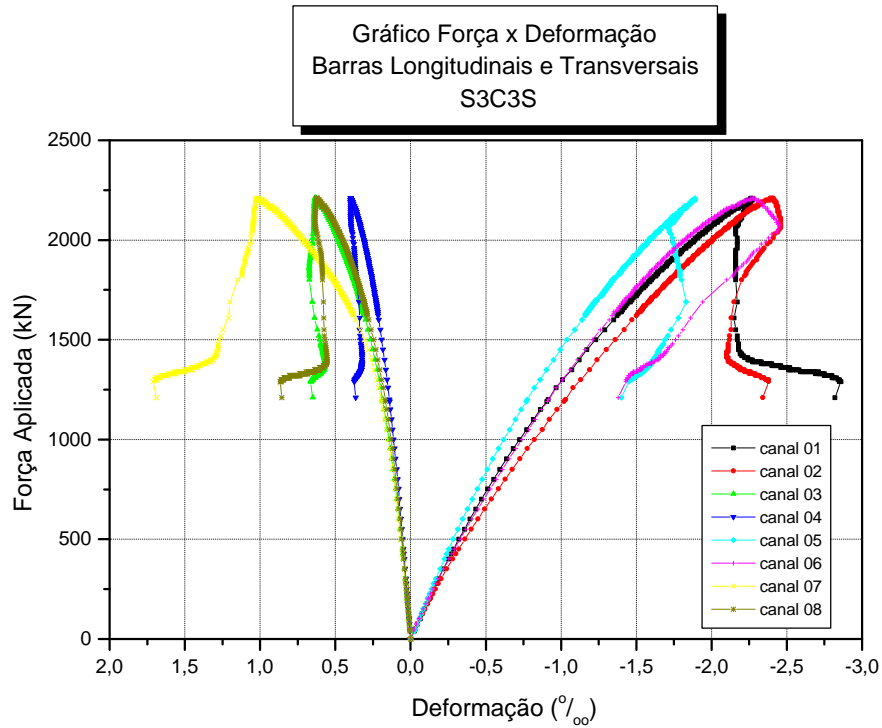


Diagrama 5.39 – Diagrama das barras de aço do modelo S3C3S

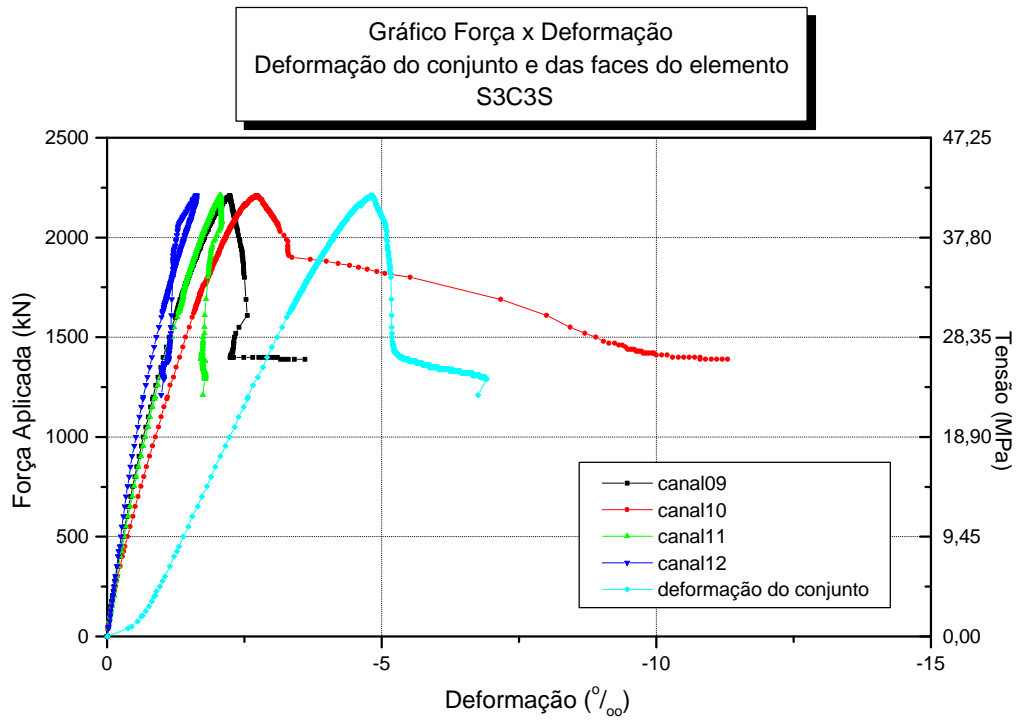


Diagrama 5.40 – Diagrama das faces do concreto do modelo S3C3S

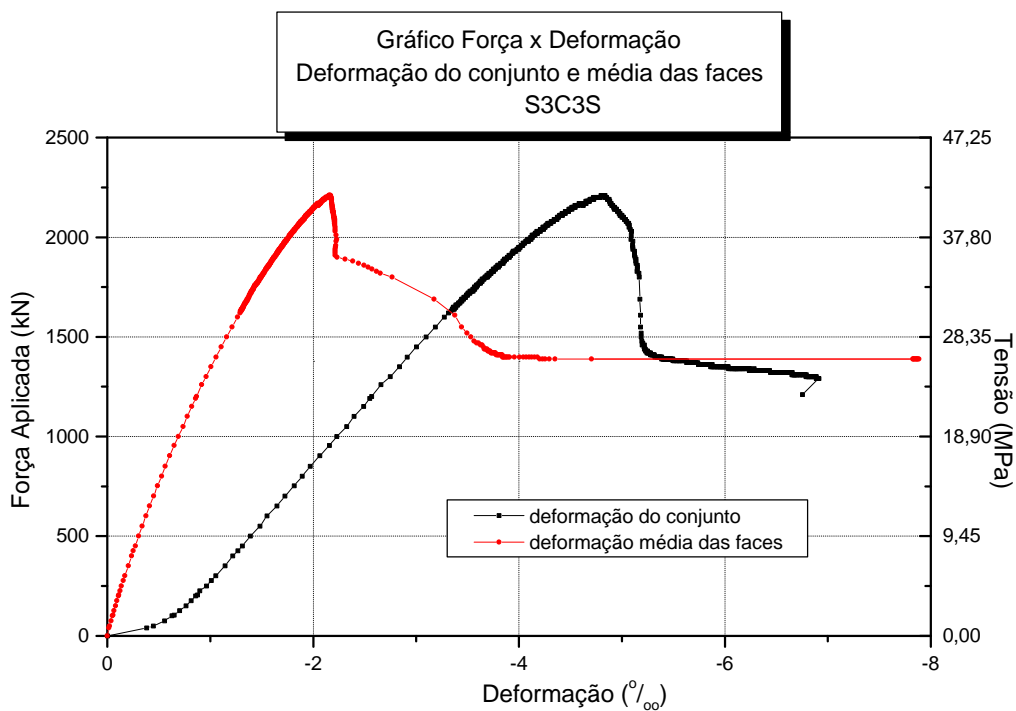


Diagrama 5.41 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S3C3S

5.5.6.4 SÉRIE 04

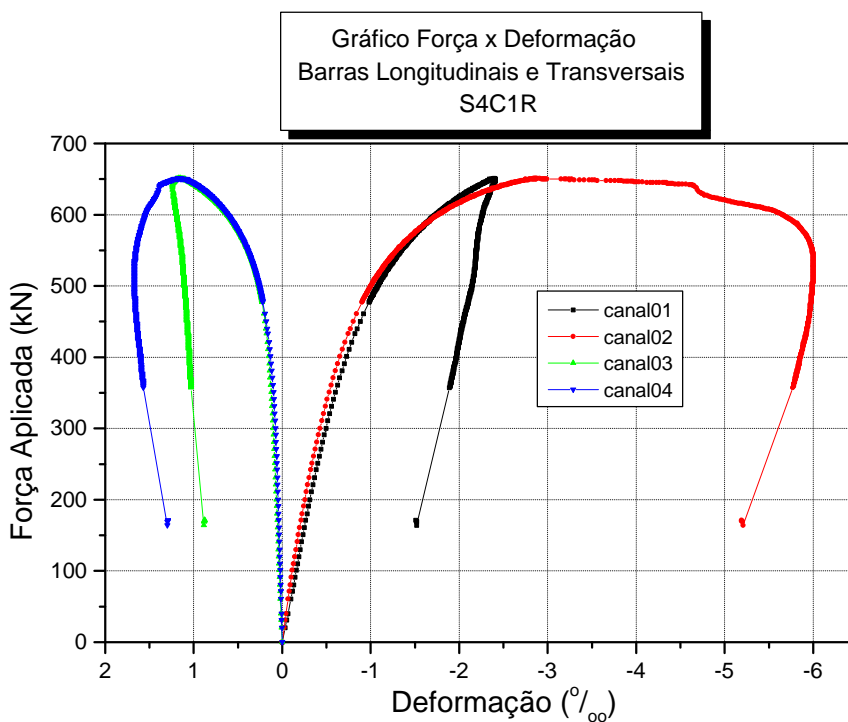


Diagrama 5.42 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C1R

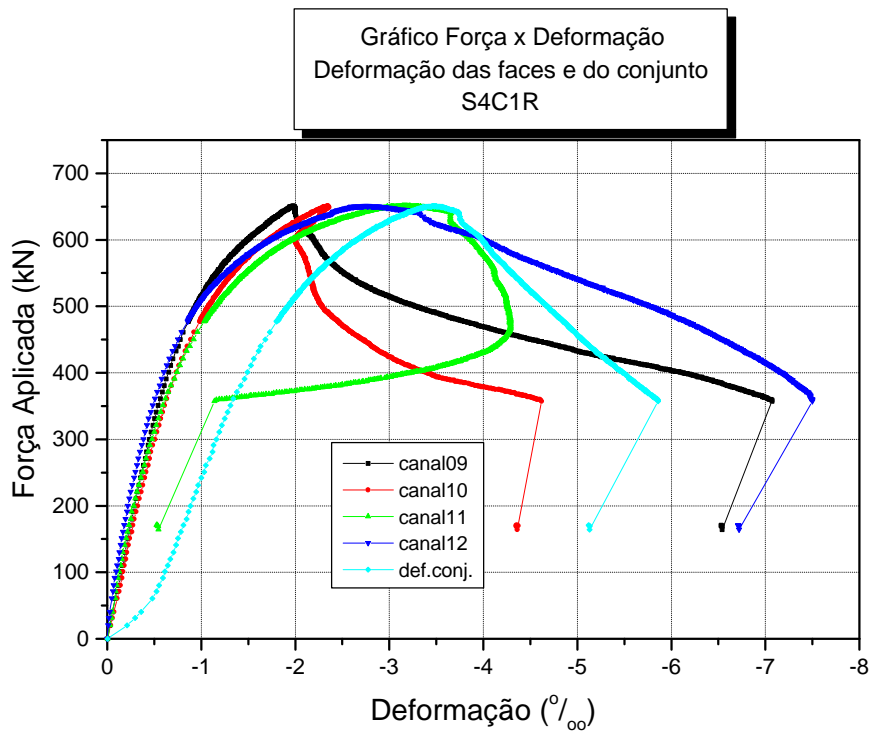


Diagrama 5.43 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C1R

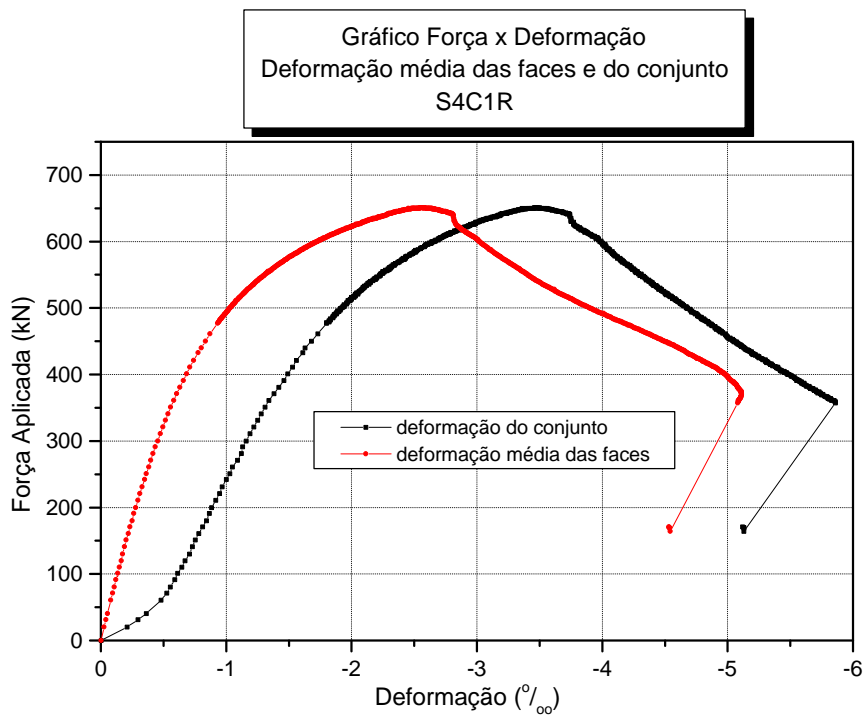


Diagrama 5.44 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C1R

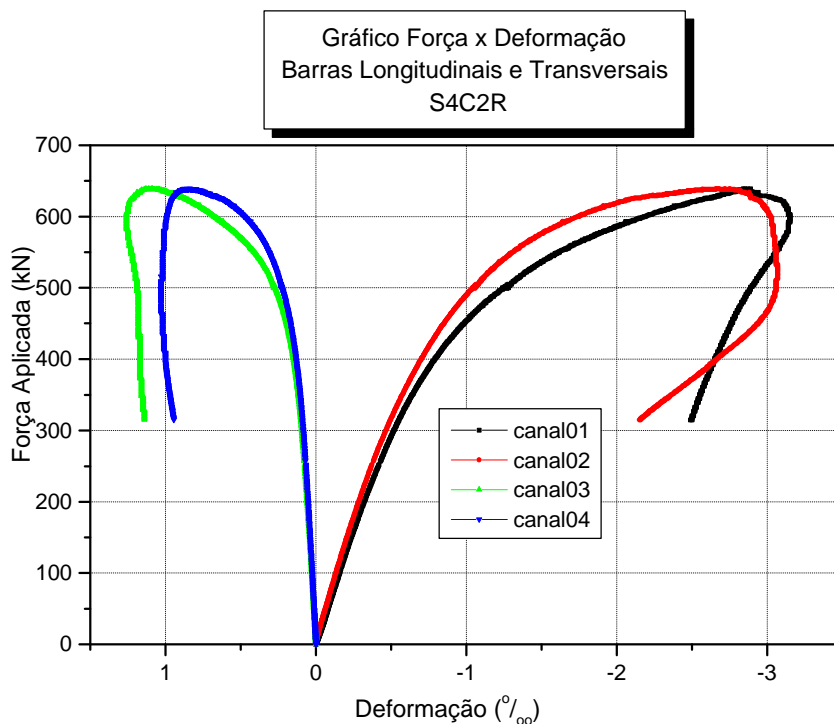


Diagrama 5.45 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C2R

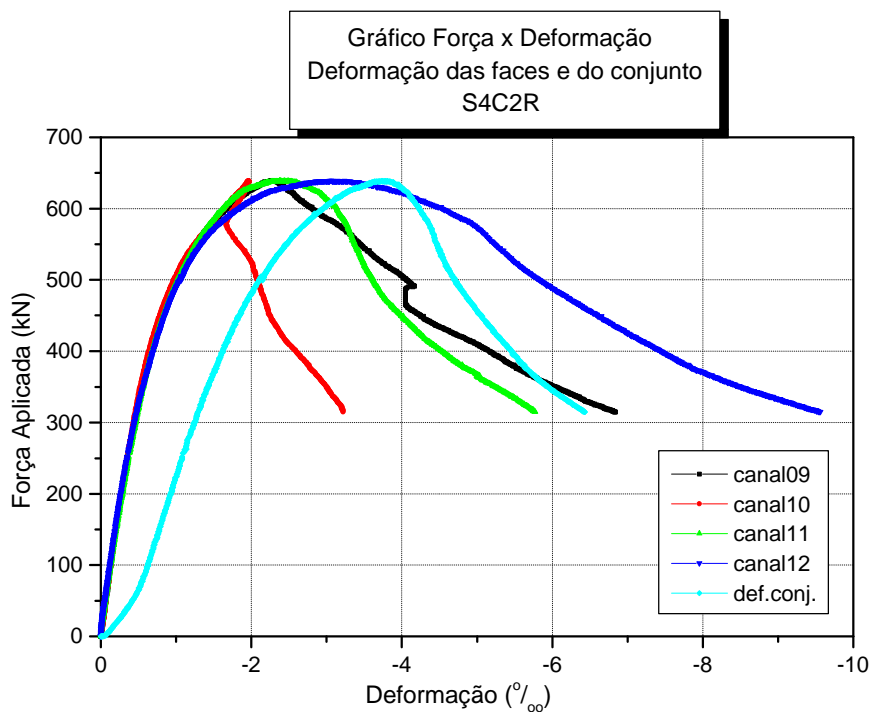


Diagrama 5.46 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C2R

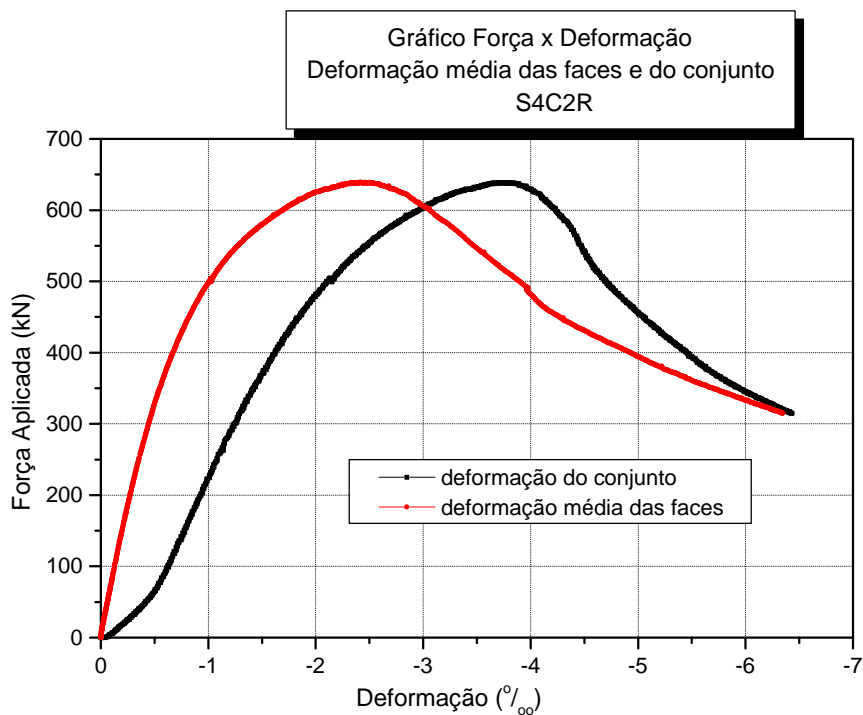


Diagrama 5.47 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C2R

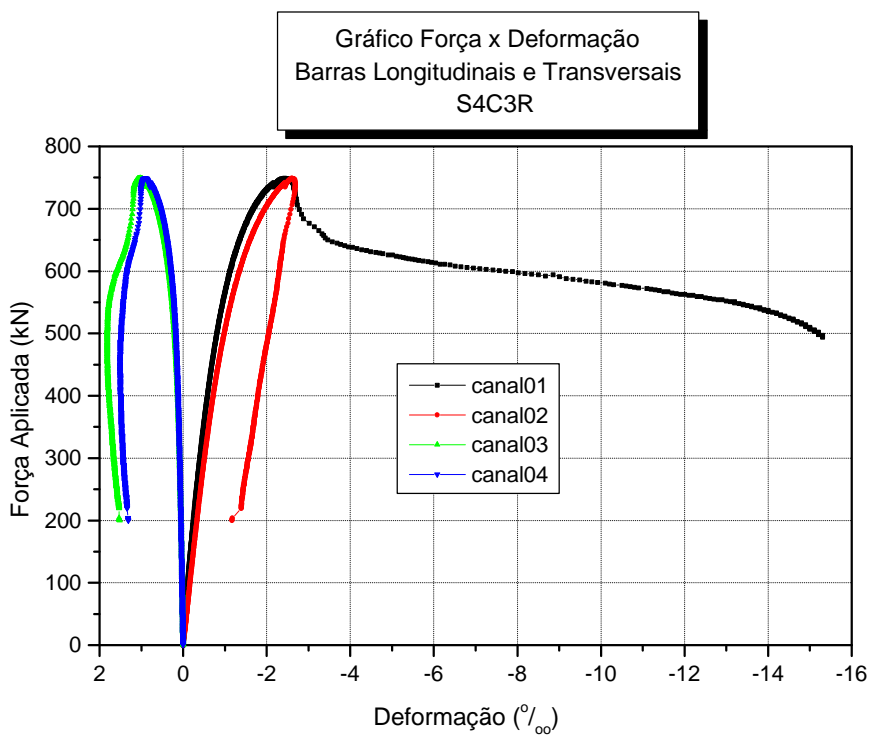


Diagrama 5.48 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C3R

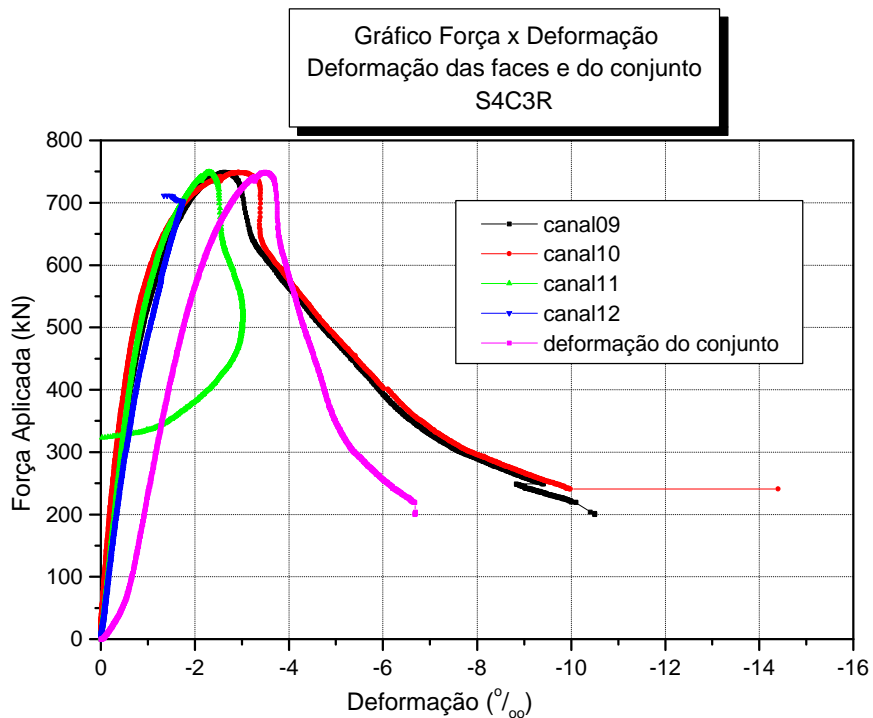


Diagrama 5.49 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C3R

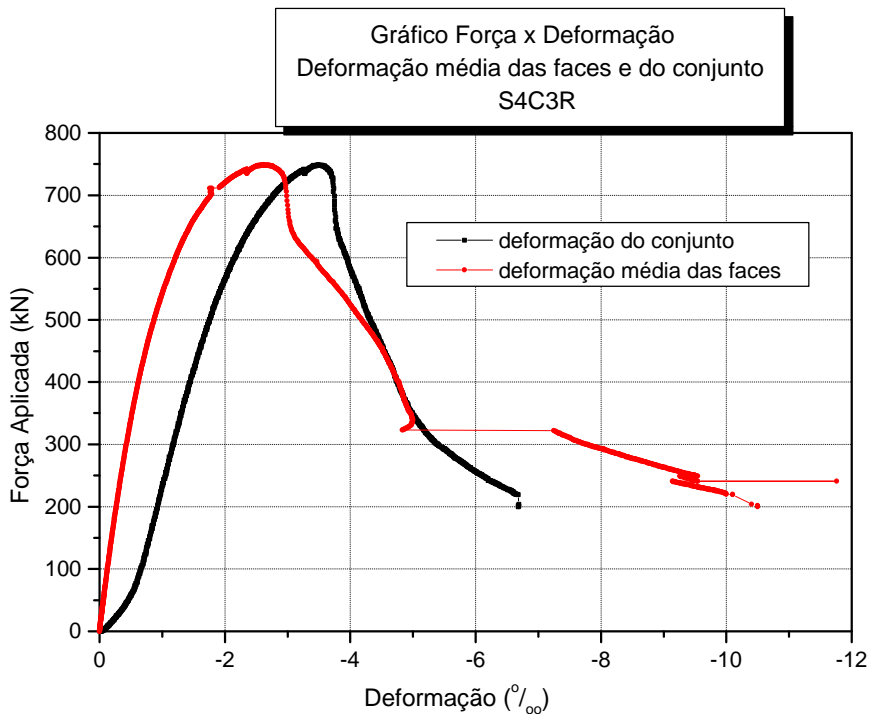


Diagrama 5.50 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C3R

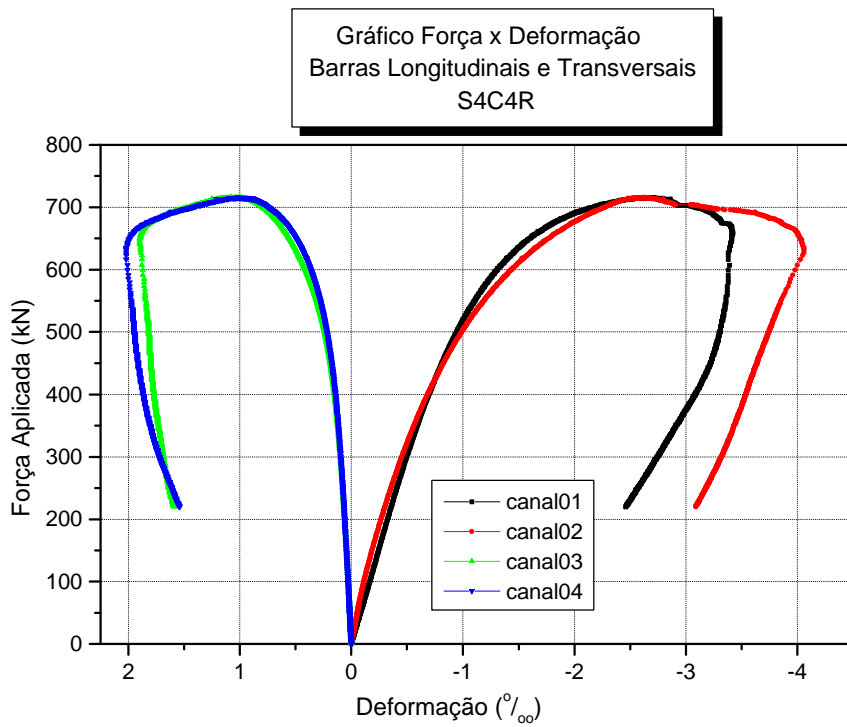


Diagrama 5.51 – Diagrama das barras de aço do modelo S4C4R

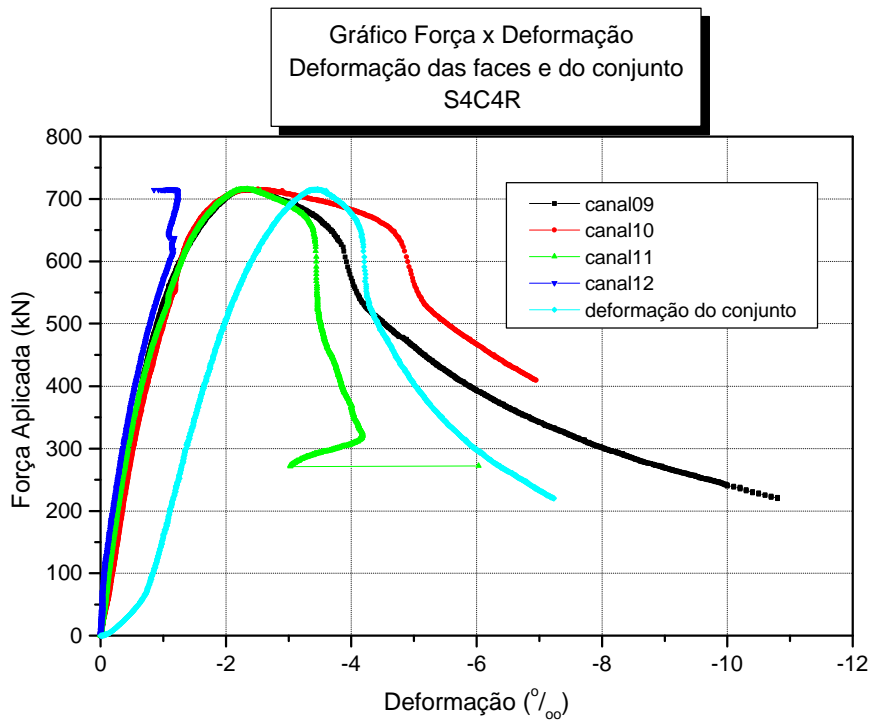


Diagrama 5.52 – Diagrama das faces do concreto do modelo S4C4R

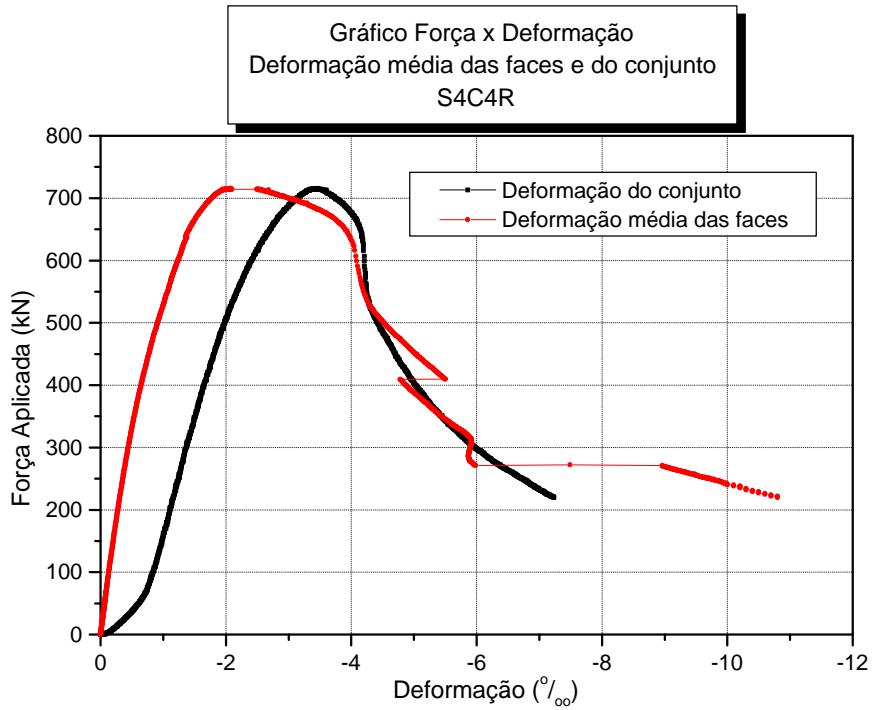


Diagrama 5.53 – Diagrama da média das faces e do conjunto do modelo S4C4R

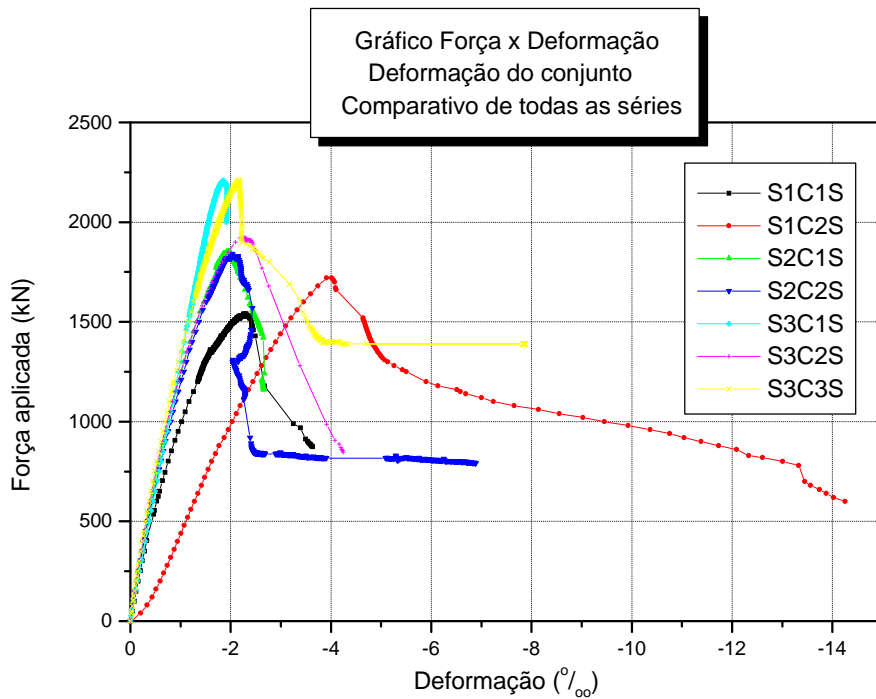


Diagrama 5.54 – Diagrama do conjunto de todos os modelos reforçados

5.5.6.5 DEFORMAÇÕES RELATIVAS A FORÇA DE RUÍNA

A fim de facilitar o cálculo utilizando alguns modelos teóricos, na Tabela 5.8 encontram-se os valores das deformações nas barras de aço e nas faces de concreto, correspondentes à força de ruína dos modelos.

Tabela 5.8 – Deformações lidas para a força de ruína dos modelos

Modelos de Referência												
Modelo	Força de ruína (kN)		Canal 1 (microstrain)		Canal 2 (microstrain)		Canal 3 (microstrain)		Canal 4 (microstrain)			
S1C1R	488		1970		2890		514		818			
S1C2R	483		2393		8292		1001		1258			
S2C1R	517		3590		4470		920		1040			
S2C2R	422		11300		2830		1510		803			
S3C1R	512		2860		2160		964		741			
S3C2R	421		2070		2800		475		958			
S3C3R	490		2640		2050		676		783			
S4C1R	651		2400		2910		1170		1180			
S4C2R	639		2850		2680		1090		846			
S4C3R	749		2430		2600		1030		903			
S4C4R	715		2730		2650		1100		1040			
Modelos Reforçados												
Obs.: Valor da ruína em kN; Valor das deformações em microstrain												
Mod./ Ruína	Canal 1	Canal 2	Canal 3	Canal 4	Canal 5	Canal 6	Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
S1C1S 1540	2710	2540	688	753	2590	2300	751	1990	1860	1820	2930	2620
S1C2S 1749	2485	2309	567	425	2356	2163	817	608	-o-	-o-	-o-	-o-
S2C1S 1850	3070	2700	887	813	3670	3820	824	449	1490	1980	-o-	2510
S2C2S 1840	2390	1930	893	547	2630	1880	678	795	1770	1830	2140	2410
S3C1S 2200	2670	2110	830	637	2680	1810	155	89,9	2080	1370	1630	2380
S3C2S 1920	2750	2940	957	859	2430	2540	1060	1130	2120	2400	2250	2460
S3C3S 2210	2270	2410	637	399	1890	2290	1030	626	2240	2750	2070	1610

5.6 ENSAIOS COMPLEMENTARES

5.6.1 BARRAS DE AÇO

Para o modelo piloto foram determinados os limites de escoamento e ruptura das barras da armadura através de ensaio de tração no Laboratório de Madeiras, conforme mencionado anteriormente, utilizando a máquina de ensaio universal AMSLER com capacidade de 250 kN. Todo o procedimento de ensaio seguiu a NBR 6152 (1985), tendo como resultados:

Tabela 5.9 – Propriedades das barras de aço do modelo piloto

Diâmetro da barra (mm)	Limite de Escoamento (MPa)	Limite de Ruptura (MPa)
6,3	677,95	833
8,0	1153,87	1301,1
10,0	733,4	830,15

Com relação aos modelos definitivos foram determinados os limites de escoamento, ruptura, módulo de elasticidade e o diagrama tensão-deformação das barras da armadura. Os ensaios à tração foram realizados no Laboratório de Madeiras, conforme NBR 6152 (1985), porém utilizando controle de deslocamento de 0,03mm/s na máquina universal de ensaios marca DARTEC com capacidade de 100kN, obtendo-se os seguintes resultados:

Tabela 5.10 – Propriedades das barras de aço dos modelos definitivos

Diâmetro da barra (mm)	Limite de Escoamento (MPa)	Limite de Ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
6,3	580,64	796,64	178705,2
8,0	554,40	644,58	173071,2

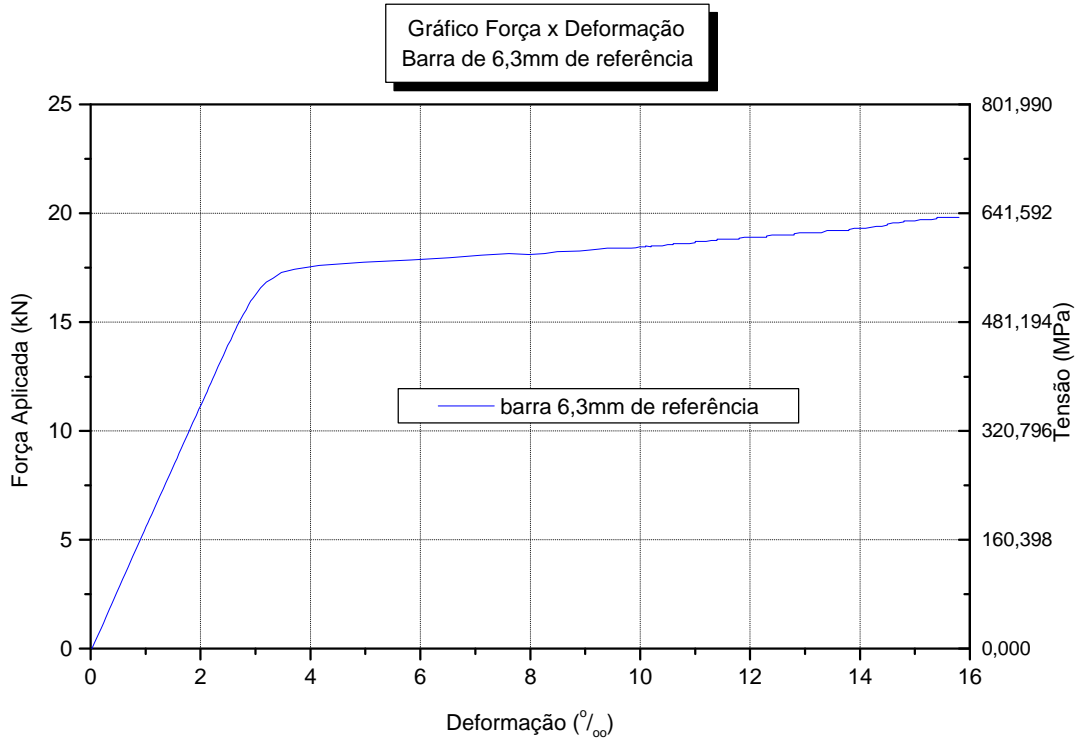


Diagrama 5.55 – Diagrama força x deformação da barra de 6,3mm

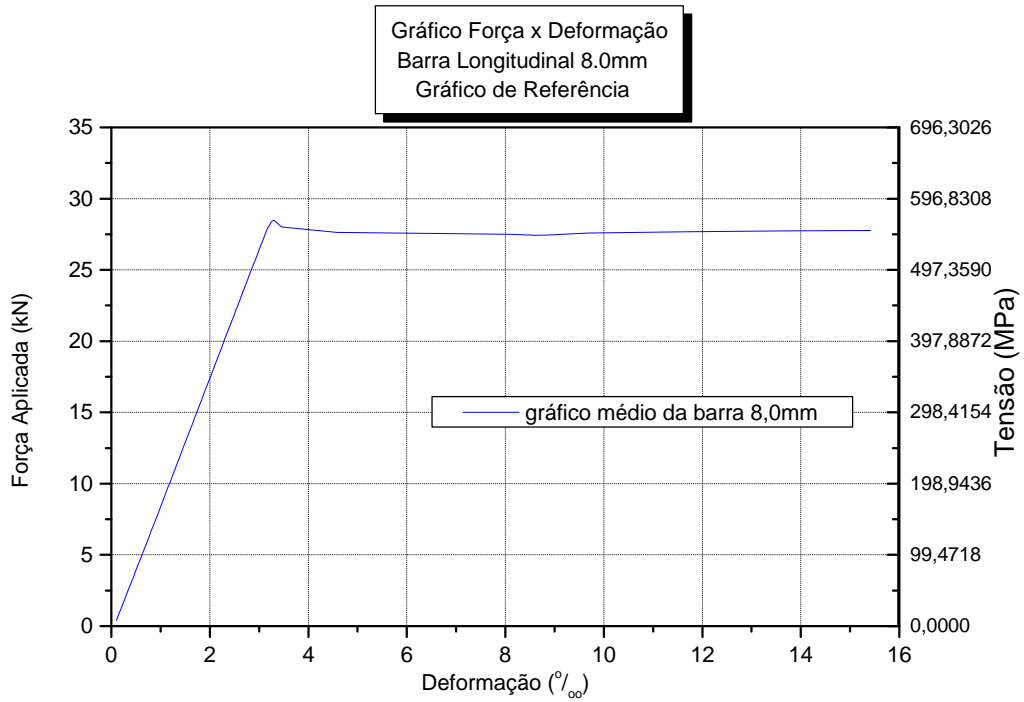


Diagrama 5.56 – Diagrama força x deformação da barra de 8,0mm

5.6.2 TELAS SOLDADAS

No modelo piloto foi utilizada a tela EQ98 de espaçamento entre fios de 5cm e diâmetros de 2,5mm com seção dos fios longitudinal e transversal de $0,98\text{cm}^2/\text{m}$ de aço CA-60. Por meio de ensaio na máquina universal DARTEC do Laboratório de Madeiras, seguindo-se as recomendações da NBR6207, obteve-se o limite de escoamento = 751,6 MPa e o limite de ruptura = 866,4 MPa.

Nos modelos definitivos utilizou-se a tela EQ120, de espaçamento entre fios de 5cm e diâmetro 2,76mm, com seção dos fios longitudinal e transversal igual a $1,20\text{cm}^2/\text{m}$. Fez-se o ensaio à tração com velocidade de deslocamento controlada na ordem de 0,02mm/s, utilizando-se a máquina DARTEC anteriormente mencionada e vista na Foto 5.15, seguindo-se as recomendações da NBR 6207. Para obtenção do diagrama tensão-deformação, instrumentou-se a tela com extensômetro elétrico conforme Foto 5.16.



Foto 5.15 – Visualização da máquina de ensaio



Foto 5.16 – Visualização do fio da tela instrumentado

Foram ensaiados fios longitudinais e transversais da tela e determinaram-se as médias dos valores que se apresentaram próximos, sendo que se obteve o limite de

escoamento igual a 705 MPa, o limite de ruptura igual a 850 MPa, e o módulo de elasticidade igual a 194093,9 MPa.

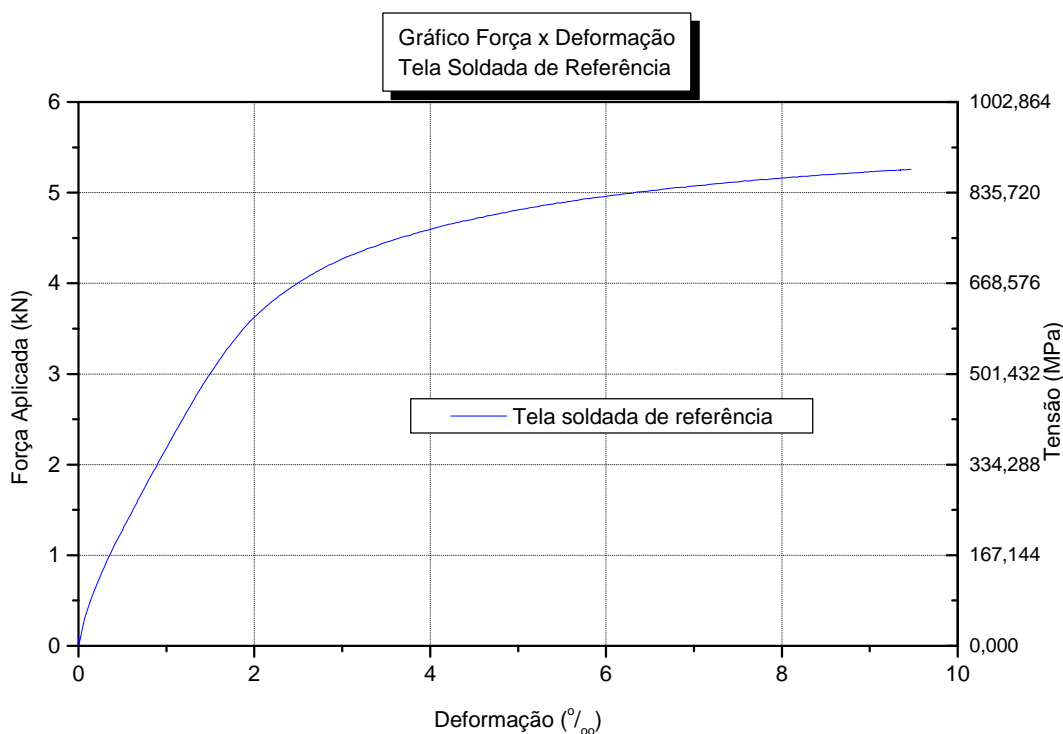
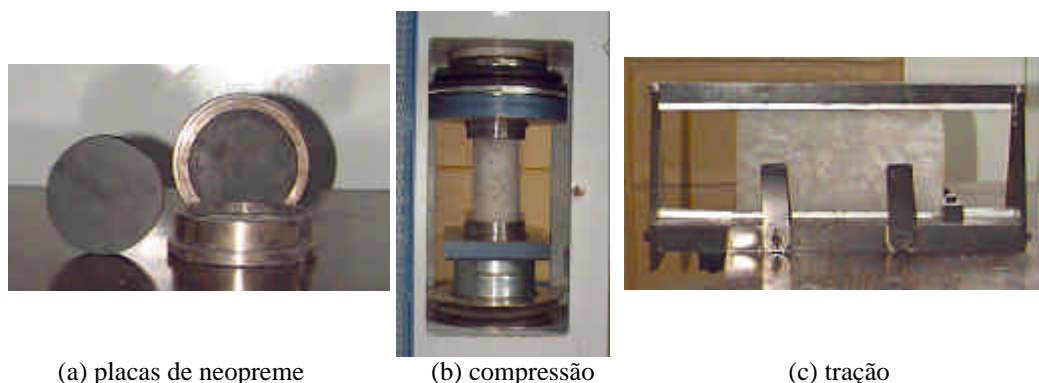


Diagrama 5.57 – Diagrama Força x Deformação da tela soldada

5.6.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO DO CONCRETO

Para todos os modelos foram feitos ensaios para determinar as resistências à compressão e à tração do concreto, conforme as normas NBR5739 (1980) e NBR7222 (1982) respectivamente, com uso da máquina hidráulica para ensaio de corpos-de-prova de concreto, com capacidade para 2000 kN, da marca ELE.

Nos últimos ensaios o capeamento de enxofre nos corpos-de-prova foi substituído por placas de neopreme confinadas por placas metálicas. Pode-se notar na Foto 5.17 todo o esquema de ensaio à compressão e à tração, assim como as placas de neopreme.



Fotos 5.17 – Esquemas de ensaio

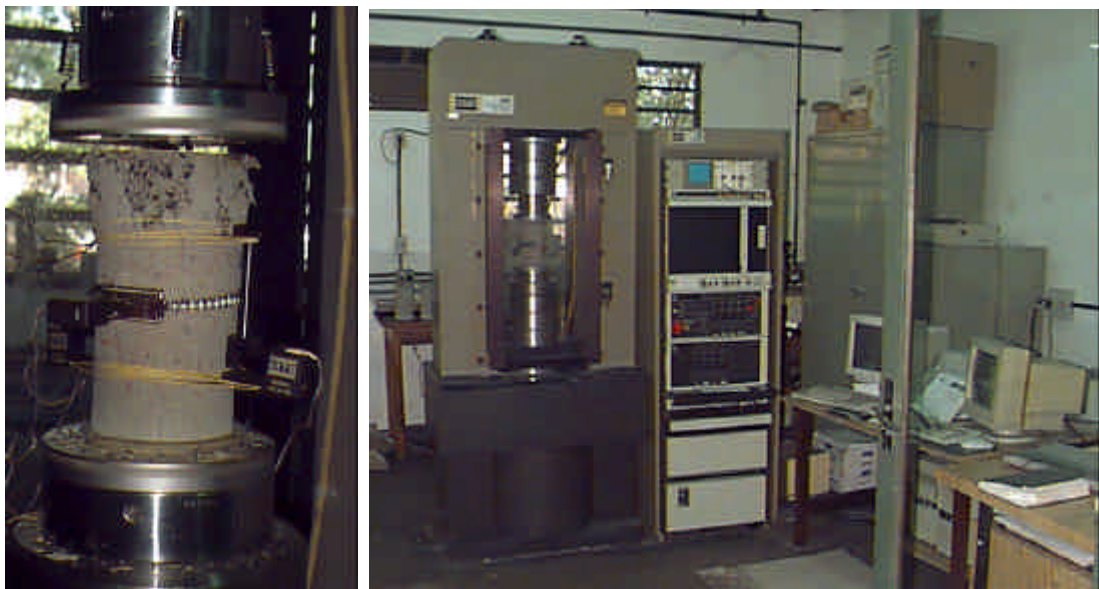
Através dos ensaios obtiveram-se os seguintes resultados:

Tabela 5.11 – Resultados dos ensaios dos corpos-de-prova de concreto

Modelo	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)*	Resistência à tração (MPa)
Piloto: Pilar de referência	14	34,124	2,356
Piloto: Pilar reforçado	14 7	Núcleo = 34,124 Camisa = 61,45	Núcleo = 2,356 Camisa = 4,12
S1C1R	13	18,39	1,964
S1C1S	13 7	Núcleo = 18,39 Camisa = 68,35	Núcleo = 1,964 Camisa = 3,76
S1C2R	15	16,89	1,695
S1C2S	15 7	Núcleo = 16,89 Camisa = 63,34	Núcleo = 1,695 Camisa = 4,295
S2C1R	17	17,43	1,42
S2C1S	17 10	Núcleo = 17,43 Camisa = 67,21	Núcleo = 1,42 Camisa = 3,33
S2C2R	14	15,55	1,885
S2C2S	14 7	Núcleo = 15,55 Camisa = 65,57	Núcleo = 1,885 Camisa = 4,29
S3C1R	15	17,34	1,40
S3C1S	15 7	Núcleo = 17,34 Camisa = 68,66	Núcleo = 1,40 Camisa = 4,83
S3C2R	13	13,67	1,67
S3C2S	13 7	Núcleo = 13,67 Camisa = 60,94	Núcleo = 1,67 Camisa = 4,15
S3C3R	15	12,92	1,94
S3C3S	15 8	Núcleo = 12,92 Camisa = 68,95	Núcleo = 1,94 Camisa = 4,82
S4C1R	14	23,03	2,73
S4C2R	14	23,03	2,73
S4C3R	23	33,64	2,62
S4C4R	23	33,64	2,62

*OS VALORES DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO JÁ FORAM MULTIPLICADOS PELO FATOR k_{mod} , CONFORME CAPÍTULO 4, ITEM 4.2.1.

Para a obtenção dos diagramas tensão-deformação dos concretos utilizados foram feitos ensaios de compressão no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia, utilizando-se a máquina de ensaio marca MTS, com capacidade de 3000 kN, sendo os corpos-de-prova instrumentados por meio de clipgages da marca MTS. Todo este esquema pode ser visto na foto 5.18.



(a) instrumentação

(b)esquema de ensaio

Foto 5.18 – Ensaio com controle de deslocamento

A seguir pode-se visualizar os gráficos obtidos através dos ensaios.

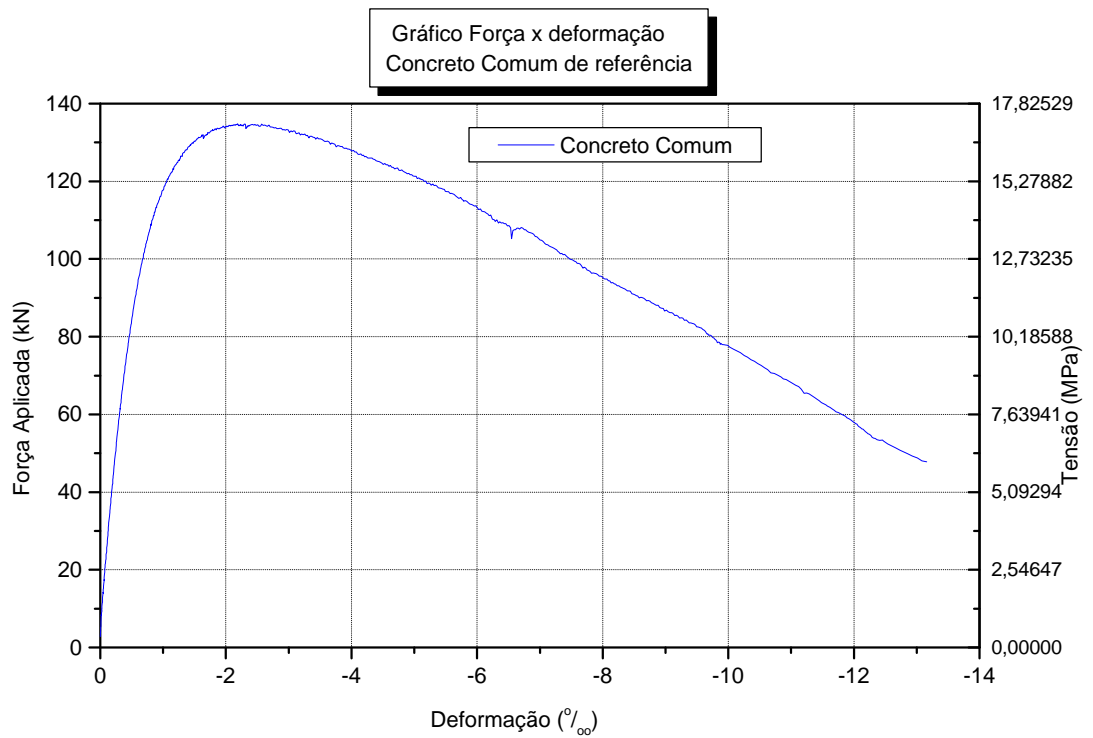


Diagrama 5.58 – Diagrama Força x Deformação do concreto comum

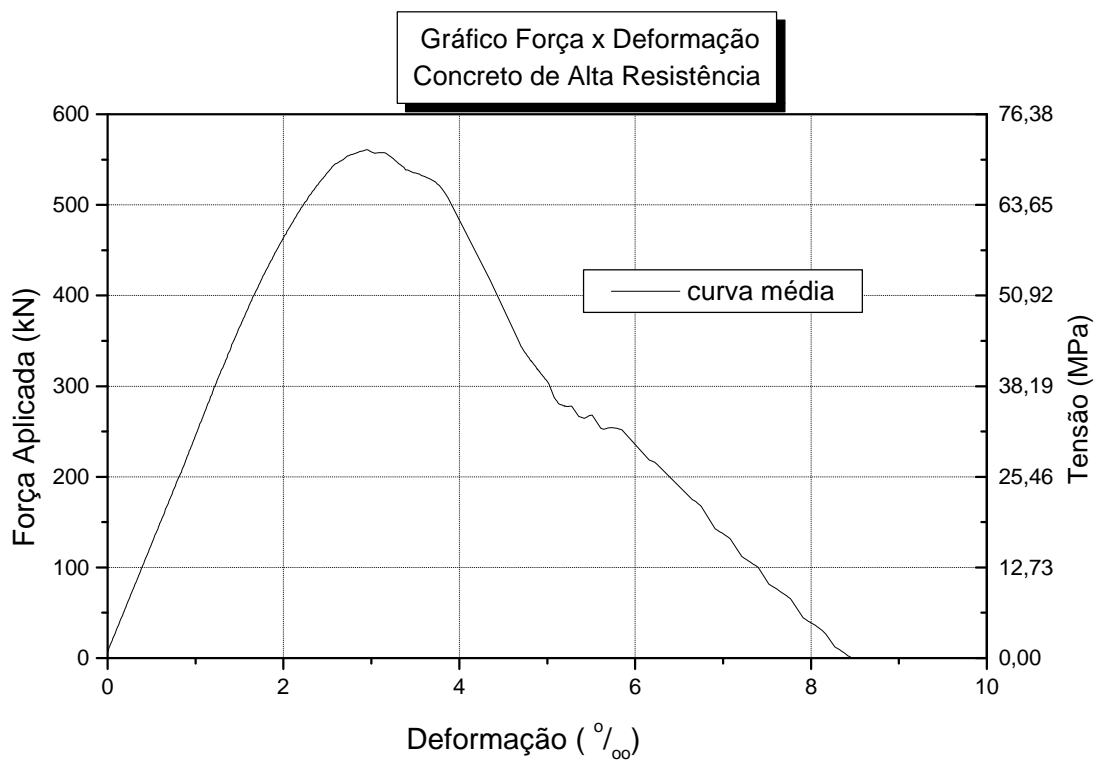


Diagrama 5.59 – Diagrama Força x Deformação do concreto de alta resistência

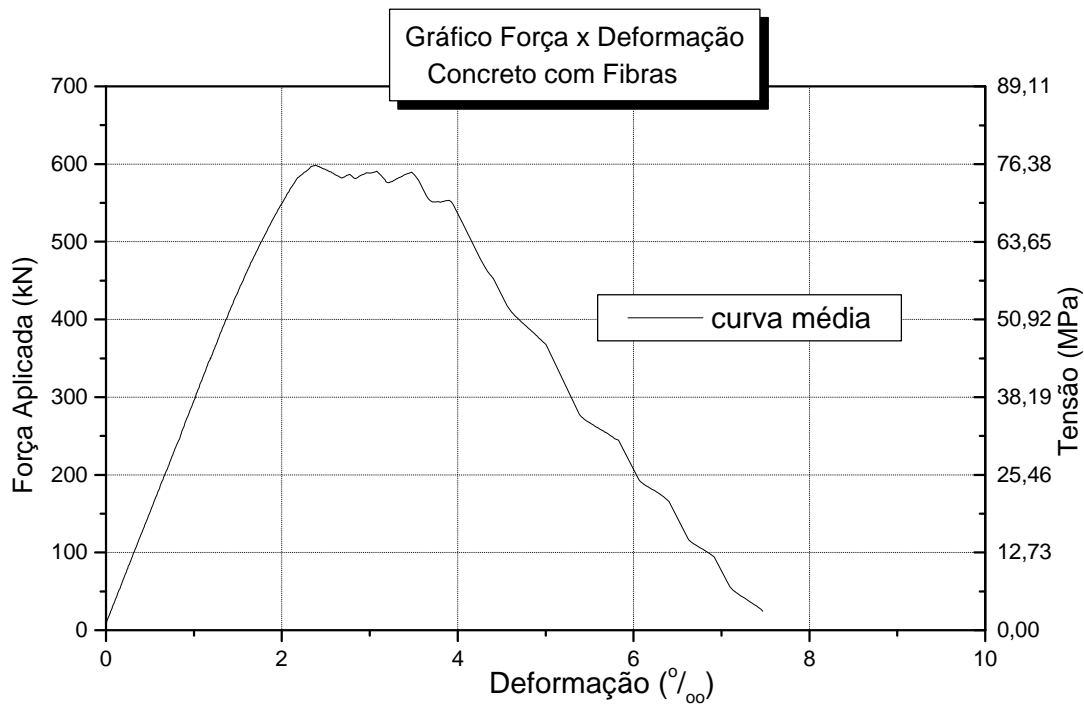
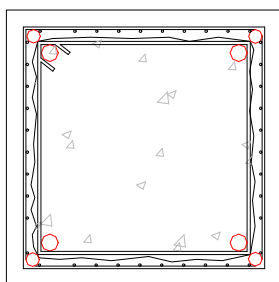


Diagrama 5.60 – Diagrama Força x Deformação do concreto de alta resistência com adição de fibras de aço



CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Apresenta-se neste capítulo análise dos resultados obtidos, mostrados no capítulo anterior. São aplicados os modelos teóricos descritos no capítulo 4, e ao longo da exposição são comentadas as correções necessárias nos resultados para melhor compreensão dos dados obtidos.

6.2 FATOR DE CORREÇÃO DA MÁQUINA DE ENSAIO

Para a análise dos resultados, houve a necessidade da obtenção do gráfico força x deformação da máquina de ensaio, para a transformação dos gráficos de deformação do conjunto, explicados no capítulo 5, em gráficos de deformação do elemento. Esta transformação é necessária porque a deformação do conjunto, obtida pela leitura do transdutor acoplado ao pistão da máquina de ensaios, inclui deformações da própria estrutura da máquina, de outras peças que a compõem e ainda deformações localizadas nas extremidades dos modelos. Além disso, é preciso contar com esta medida, porque com ela não ocorrem problemas como o destacamento precoce dos transdutores de deslocamento após a ruína dos modelos.

Para a obtenção do fator de correção (admitindo-se a linearidade) fez-se uma análise dos pilares de 3 ensaios, comparando-se os gráficos de deformação do elemento e do conjunto, eliminado-se primeiramente no gráfico de deformação do conjunto o trecho inicial curvo que representa a acomodação das rótulas da máquina no modelo. Em seguida, a diferença dos valores dos gráficos força x deformação foi relacionada a uma função que teoricamente corresponde à deformação da estrutura da máquina de ensaios.

Com a análise dos gráficos obtemos as equações:

↳ ENSAIO 1: deformação = 0,658 x deformação conjunto;

↳ ENSAIO 2: deformação = 0,577 x deformação conjunto;

↳ ENSAIO 3: deformação = 0,634 x deformação conjunto.

Efetuuou-se a média dos fatores de relação entre a deformação e a força aplicada, obtendo-se como equação de deformação da máquina a seguinte expressão:

$$\text{Deformação} = 0,623 \times \text{deformação conjunto}$$

Esta equação foi utilizada para corrigir os gráficos dos modelos S1C1R, S1C1S, S1C2R, S1C2S, S2C1R, S2C1S, S2C1R, S2C2S, S3C1R, S3C1S, S3C2R e S3C2S. Após o ensaio do último modelo citado, foi necessário colocar mais uma garra na máquina de ensaio, sendo necessário analisar novas equações resultando:

↳ ENSAIO 4: deformação = 0,846 x deformação conjunto;

↳ ENSAIO 5: deformação = 0,860 x deformação conjunto;

↳ ENSAIO 6: deformação = 0,913 x deformação conjunto;

Efetuuou-se novamente a média dos fatores de relação entre a deformação e a força aplicada, obtendo-se como equação de deformação da máquina a seguinte expressão:

$$\text{Deformação} = 0,873 \times \text{deformação conjunto}$$

Após a aplicação destes fatores, obtiveram-se os gráficos dos modelos de referência e reforçado.

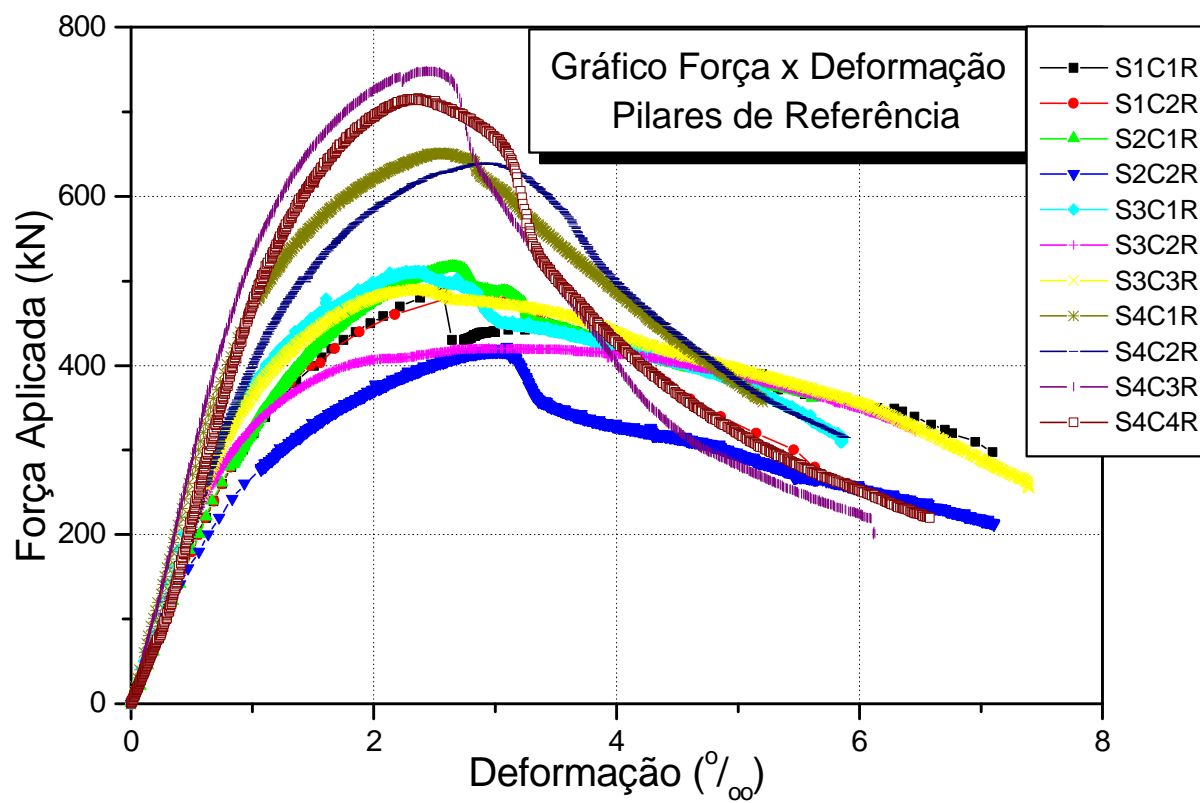


Diagrama 6.1 – Diagrama de todos os pilares de referência

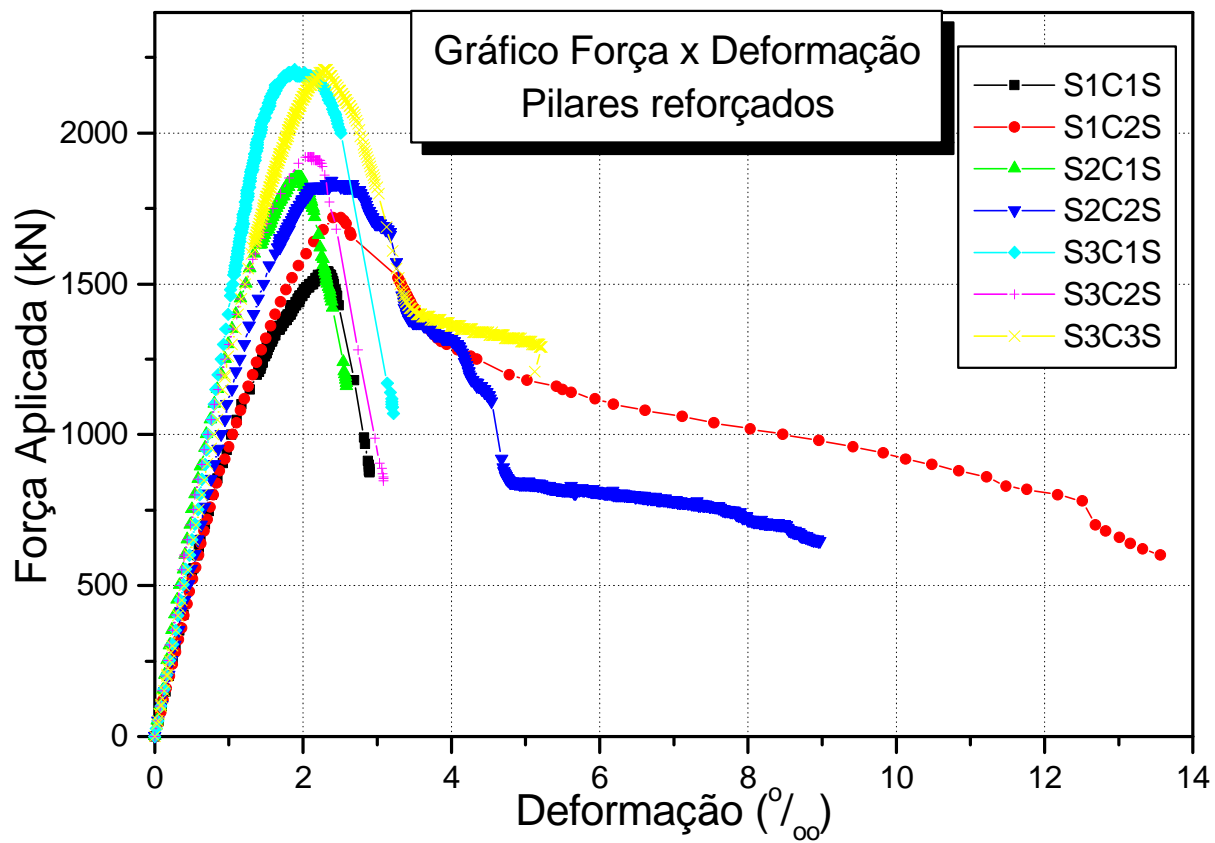


Diagrama 6.2 – Diagrama de todos os pilares reforçados

Nos gráficos dos pilares de referência, verifica-se que os modelos de uma mesma classe de resistência apresentaram comportamento semelhante. Verifica-se também a influência da resistência do concreto no comportamento dos modelos, salientando-se que os modelos com a maior resistência do concreto apresentam uma queda mais acentuada na força residual do que os modelos de menor resistência.

No caso dos pilares reforçados, pode-se constatar no Diagrama 6.2 o comportamento semelhante dos modelos reforçados com 1 camada de tela soldada, nos quais se verifica uma queda acentuada da força residual. O mesmo ocorreu no modelo S3C1S, que não possuía armadura transversal de reforço, mas conta com concreto com fibras de aço na camisa. A ruína deste modelo deu-se pela flambagem das barras longitudinais de reforço, como se comentou no relato do ensaio, e como se pode constatar também no gráfico da deformação das barras deste modelo, apresentado no Capítulo 5.

Nos pilares reforçados com 2 camadas de telas observou-se um comportamento semelhante para todos, notando-se que ocorreu uma queda menos acentuada em relação aos modelos com 1 camada de tela, o que evidencia a influência direta da armadura transversal no comportamento mais dúctil dos modelos. Apesar da máquina de ensaios ter-se desligado automaticamente no final do ensaio do modelo S3C3S, verifica-se que provavelmente seria um modelo mais dúctil em relação aos modelos com 2 camadas, devido à maior taxa de armadura transversal.

6.3 GRÁFICOS DE DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO E DAS FACES DO CONCRETO DOS MODELOS

A análise dos gráficos, apresentados no Capítulo 5, foi feita observando-se o comportamento das barras de aço e das faces de concreto, a fim de avaliar os fenômenos ocorridos em cada ensaio.

6.3.1 MODELOS DE REFERÊNCIA

A seguir, apresentam-se as principais observações obtidas pela análise dos gráficos dos seguintes modelos:

⇒Modelo S1C1R: verifica-se a deformação mais acentuada da barra relativa ao canal 2, o que evidencia a ocorrência de flexão, criada por excentricidade accidental no posicionamento do pilar na máquina de ensaio. Confirmando isto, nota-se que a deformação das faces de concreto, também foram diferenciadas nas duas faces correspondentes (canal 10 e 11) à posição da barra;

⇒Modelo S1C2R: observa-se que a deformação na barra canal 2 atingiu o escoamento, sendo que no gráfico da deformação das faces do concreto verifica-se a deformação mais elevada nas faces canal 10 e 11, correspondentes a barra canal 2. O escoamento apresentado pela barra evidencia um comportamento dúctil do modelo. Nas faces canal 9 e 12, correspondentes a barra canal 1, verifica-se uma redução da deformação após a ruína, o que confirma a existência de flexão no ensaio do modelo;

⇒Modelo S2C1R: nota-se o comportamento dúctil do modelo, pela deformação da barra canal 2, que atinge o escoamento. Enquanto na barra canal 1, verifica-se um trecho de diminuição na deformação e logo depois um trecho com aumento na deformação. Verificando as faces correspondentes observa-se um alongamento na face canal 9, o que explica o trecho de diminuição na deformação da barra e caracteriza a existência da flexão no ensaio;

⇒Modelo S2C2R: tem-se a deformação da barra canal 1 atingindo o escoamento, enquanto a barra canal 2 apresenta um trecho de diminuição de deformação, o que pode evidenciar a flambagem da barra. Avaliando a deformação das faces do concreto nota-se um comportamento dúctil do modelo. Verifica-se na face canal 11 alguns trechos de diminuição na deformação, o que pode caracterizar flexão no ensaio do modelo;

⇒Modelo S3C1R: em ambas as barras nota-se a diminuição da deformação, o que pode ser esclarecido pelo fato do alongamento das faces canal 9 e 10 e o encurtamento das faces canal 11 e 12, que confirmam a existência de flexão durante o ensaio;

⇒Modelo S3C2R: observa-se que a deformação da barra canal 2 atinge o escoamento, podendo evidenciar o comportamento dúctil do modelo, o que é confirmado ao avaliar as deformações das faces do concreto. Verifica-se um alongamento da face canal 9, o que confirma a flexão no ensaio do modelo.

⇒Modelo S3C3R: em ambas as barras verificou-se a diminuição de deformação, que pode ser consequência do alongamento da face canal 9, o que caracteriza flexão no ensaio. Avaliando as deformações das faces canal 11 e 10, verifica-se o comportamento dúctil do modelo.

⇒Modelo S4C1R: verifica-se na barra canal 2, que a sua deformação atinge o escoamento, contudo existe a diminuição da deformação no final do ensaio, o que também ocorre na barra canal 1, o que pode evidenciar a flambagem das barras, que ocorreu conforme a Foto 5.14a no Capítulo 5. Observa-se no gráfico da deformação das faces o efeito de alongamento na face canal 11, que mostra a existência de flexão durante o ensaio do modelo;

⇒Modelo S4C2R: em ambas as barras longitudinais, verifica-se a diminuição da deformação, o que pode caracterizar a flambagem das barras, ocorrida conforme mostra a Foto 5.14b no Capítulo 5. Existem deformações diferenciadas nas faces do modelo, o que indica a presença da flexão no ensaio.

⇒Modelo S4C3R: observa-se que a deformação na barra canal 1 atinge o escoamento, caracterizando um comportamento dúctil do modelo. Verifica-se a diminuição da deformação na barra canal 2, que pode ser consequência de uma flambagem nesta barra, o que se confirma na Foto 5.14c no Capítulo 5. A deformação da face canal 11 em um determinado ponto sofre o processo de alongamento, o que detecta a flexão no ensaio;

⇒Modelo S4C4R: em ambas as barras longitudinais, ocorre a diminuição da deformação, caracterizando possível flambagem das barras, o que é confirmado pela Foto 5.14d no Capítulo 5. A deformação da face canal 12, após a força de ruína sofre o efeito de alongamento, o que comprova a existência de flexão no ensaio do modelo.

Ao avaliar todos os modelos ensaiados, verifica-se que por maior cuidado que se tenha no ensaio para eliminar todas as excentricidades na aplicação de força, existe sempre a presença de uma certa flexo-compressão de todos os modelos.

6.3.2 MODELOS REFORÇADOS

A seguir, apresentam-se as principais observações obtidas pela análise dos gráficos dos seguintes modelos:

⇒Modelo S1C1S: nota-se que houve uma pequena excentricidade de solicitação durante o ensaio, o que foi detectado pela diferença de deformações nas barras longitudinais e das faces. Porém o mesmo comportamento apresentado pelas barras longitudinais do núcleo e da camisa de reforço indicam um comportamento monolítico do modelo. Pela deformação das telas transversais verificou-se o efeito de um certo confinamento;

⇒Modelo S1C2S: pela deformação das barras longitudinais observa-se um comportamento monolítico do modelo, confirmado pelo desempenho semelhante das armaduras do núcleo e do reforço. Nota-se a repetição dos efeitos apresentados pelo modelo S1C1S;

⇒Modelo S2C1S: nota-se que a deformação atinge o escoamento em duas barras da mesma região (barra canal 1 e 5), o que é confirmado pela deformação das faces correspondentes, com isso visualizando-se uma excentricidade na aplicação da solicitação. O comportamento semelhante na deformação das barras da mesma região, também comprovam o comportamento monolítico do modelo;

⇒Modelo S2C2S: observa-se um comportamento uniforme das barras transversais, e observa-se o efeito de confinamento pela maior deformação das telas. Nas barras longitudinais o comportamento também é uniforme para 3 barras, sendo que para a quarta barra verificam-se deformações maiores, o que é confirmado na deformação das faces correspondentes, o que evidencia a presença de flexão no ensaio.

⇒Modelo S3C1S: na deformação das faces verifica-se que duas faces após a ruína começam a alongar diminuindo a deformação de encurtamento, o que é confirmado pela deformação das barras correspondentes, evidenciando certa excentricidade durante o ensaio. Na deformação das barras, verifica-se que as barras canal 2 e 6, após a ruína sofrem a diminuição da deformação o que pode evidenciar flambagem, o que é confirmado pelo relato do ensaio do modelo no Capítulo 5;

⇒Modelo S3C2S: verifica-se um comportamento uniforme na deformação das barras longitudinais e transversais, e confirmada pela deformação das faces o que caracteriza um comportamento monolítico do modelo.

⇒ Modelo S3C3S verifica-se o efeito de um certo confinamento, pela maior deformação das telas transversais, e nas barras longitudinais e nas faces verifica-se a existência de uma certa excentricidade devido a diferença de deformações.

Analisando todos os modelos, confirma-se o comportamento monolítico do modelo reforçado, que sugere uma aplicação simultânea de forças em todas as partes do modelo, o que mostra a eficiência das chapas colocadas nas extremidades dos modelos para garantir planos de mesma deformação. Verificou-se novamente a existência de certa excentricidade, apesar dos esforços no cuidado no posicionamento do modelo na máquina.

6.3.3 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES MÁXIMAS NAS BARRAS DOS PILARES DE REFERÊNCIA E NAS BARRAS DO NÚCLEO DOS PILARES REFORÇADOS

A fim de avaliar a eficiência do reforço, através da tabela de dados registrados para elaboração dos gráficos, fez-se a anotação das deformações das barras de aço correspondentes à força de ruína dos modelos de referência e das barras do núcleo dos pilares reforçados.

Tabela 6.1 – Comparação da deformação das barras nos modelos de referência e reforçados

Modelos de Referência (deformações em microstrain)					Modelos Reforçados (deformações em microstrain)				
F _u (kN)	Canal 1	Canal 2	Canal 3	Canal 4	F _u (kN)	Canal 1	Canal 2	Canal 3	Canal 4
488	1970	2890	514	818	1540	2710	2540	688	753
483	2393	8292	1001	1258	1749	2485	2309	567	425
517	3590	4470	920	1040	1850	3070	2700	887	813
422	11300	2830	1510	803	1840	2390	1930	893	547
512	2860	2160	964	741	2200	2670	2110	830	637
421	2070	2800	475	958	1920	2750	2940	957	859
490	2640	2050	676	783	2210	2270	2410	637	399

Nota-se que os valores das deformações dos canais 3 e 4, foram na maioria dos casos menores nos pilares de referência, em comparação com o núcleo dos

pilares reforçados, o que aparentemente caracteriza que a camisa de reforço está trabalhando no confinamento do pilar.

6.4 CAPACIDADE RESISTENTE

As capacidades resistentes dos pilares foram calculadas conforme os modelos de CÁNOVAS(1988), considerando-se o *Cálculo Total* e o *Cálculo Parcial*, de acordo com o que se apresentou no Capítulo 4. Para um melhor entendimento, resolveu-se separar a apresentação dos dados obtidos pelo tipo de modelo ensaiado.

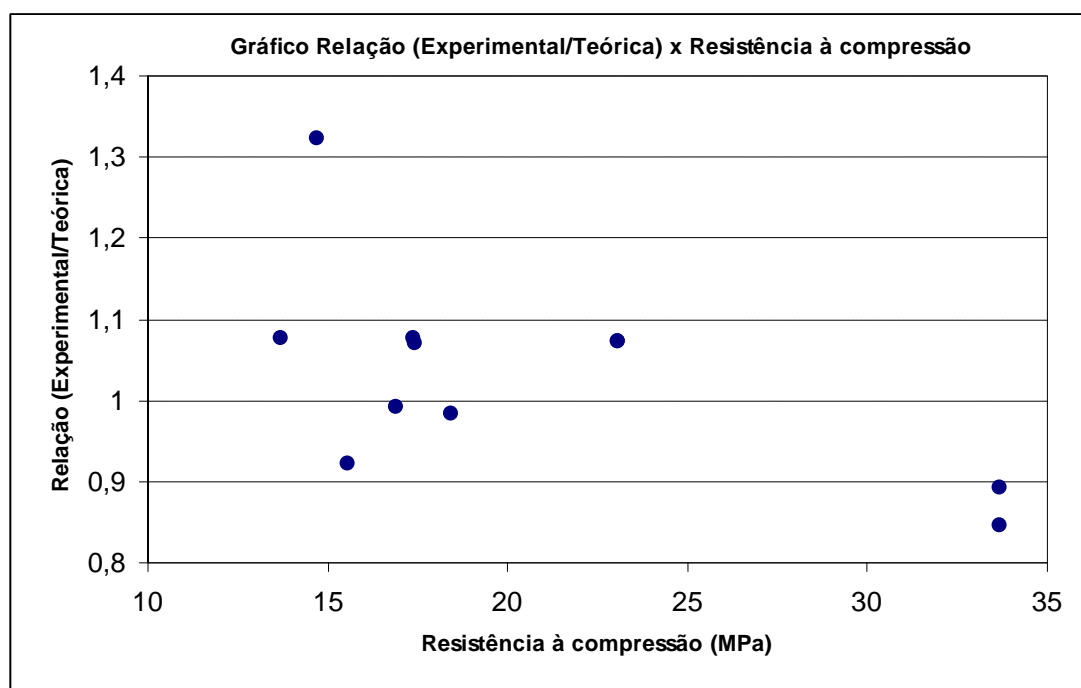
6.4.1 MODELOS DE REFERÊNCIA

Nos modelos de referência foi apenas utilizado o *Cálculo Total*, pois tratam-se de pilares de concreto armado convencional, sendo que os resultados se apresentam na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Resultados da capacidade resistente dos pilares de referência

Modelo	f_{ci} (kN/cm^2)	Força de ruína experimental (I) (kN)	Valor do Modelo de Cálculo Total (II) (kN)	Relação (I/II)
<i>S1C1R</i>	1,839	488	495,7	0,984
<i>S1C2R</i>	1,689	483	486,3	0,993
<i>S2C1R</i>	1,743	517	482,7	1,071
<i>S2C2R</i>	1,555	422	456,5	0,924
<i>S3C1R</i>	1,734	512	474,9	1,078
<i>S3C2R</i>	1,367	421	390,4	1,078
<i>S3C3R</i>	1,292	490	370,2	1,324
<i>S4C1R</i>	2,303	651	606,2	1,074
<i>S4C2R</i>	2,303	639	610,4	1,047
<i>S4C3R</i>	3,364	749	838,4	0,893
<i>S4C4R</i>	3,364	715	844,2	0,847

Diagrama 6.3 – Diagrama comparativo da capacidade resistente dos modelos de



referência

Analisando os resultados verifica-se que os modelos de referência se comportam coerentemente quando comparados ao modelo teórico, menos o modelo S3C3R onde ocorreram problemas no ensaio de resistência à compressão do concreto, que ocasionaram talvez um valor menor que o real. Pode-se notar que os modelos S4C3R e S4C4R apresentam uma tendência ao comportamento típico de pilares de concreto de alta resistência, onde apenas o núcleo confinado é considerado na capacidade resistente do elemento.

Observando o gráfico verifica-se que, à medida em que se aumenta a resistência à compressão dos concretos, ocorre o distanciamento do modelo de cálculo com o valor teórico, o que reafirma a consideração comentada anteriormente. Ao utilizar-se do Cálculo Parcial para o cálculo da capacidade resistente dos modelos S4C3R e S4C4R, tem-se os valores de 565,9kN e 571,7kN, respectivamente, para a força de ruína. Ao verificar estes valores, nota-se que o comportamento deste modelos não segue a teoria com concreto de alta resistência e nem a de concretos comuns, sugerindo a necessidade de mais pesquisas sobre o comportamento de

pilares de concreto armado, considerando-se um amplo intervalo de resistências à compressão dos concretos.

6.4.2 MODELOS REFORÇADOS

Os valores obtidos dos modelos de cálculo se apresentam na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Resultados da capacidade resistente dos pilares reforçados

<i>Modelos</i>	<i>f_{cj} (MPa)</i>	<i>Força de ruína (kN)</i>	<i>Cánovas (kN)</i>	<i>Cálculo Total (kN)</i>	<i>Cálculo Parcial (kN)</i>
<i>S1C1S</i>	<i>N=18,39 C=68,35</i>	1540	1606,4	2104,7	1305,0
<i>S1C2S</i>	<i>N=16,89 C=63,34</i>	1749	1540,5	1997,5	1256,4
<i>S2C1S</i>	<i>N=17,43 C=67,21</i>	1850	2207,1	2709,1	1842,1
<i>S2C2S</i>	<i>N=15,55 C=65,57</i>	1840	2170,7	2594,3	1748,5
<i>S3C1S</i>	<i>N=17,34 C=68,66</i>	2200	2167,6	2634,7	-o-*
<i>S3C2S</i>	<i>N=13,67 C=60,94</i>	1920	1992,7	2390,4	1604,2
<i>S3C3S</i>	<i>N=12,92 C=68,95</i>	2210	2159,4	2524,2	1634,7

**O modelo S3C1S não possui armadura transversal de reforço; N=núcleo ; C=camisa.*

Para melhor análise dos dados, executou-se um gráfico com os resultados de todos os modelos, avaliando-se cada método de cálculo.

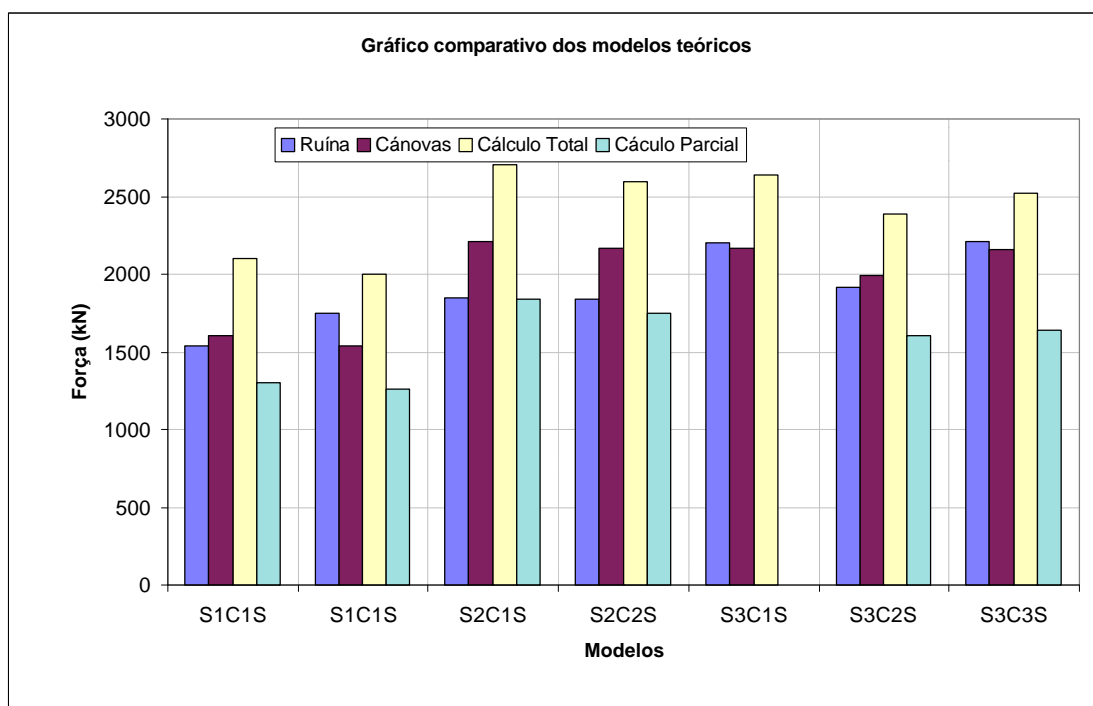
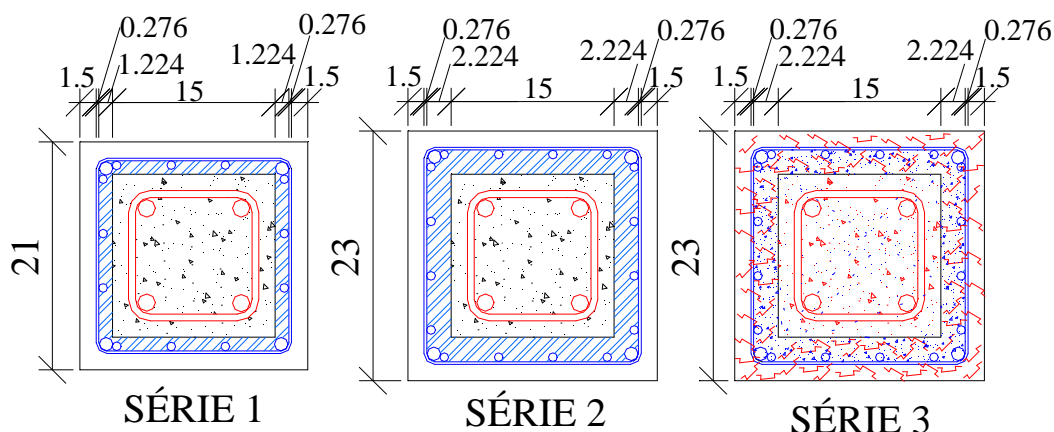


Diagrama 6.4 – Comparativo dos modelos de cálculo dos pilares reforçados

Avaliando o gráfico verifica-se que os valores utilizando-se o modelo de cálculo total se apresentam contra a segurança, devido à obtenção de valores muito superiores dos valores experimentais. O modelo proposto por Cánovas apresenta valores próximos em alguns casos, porém na série 2 verifica-se valores mais elevados que os experimentais, o que também resulta em valores contra a segurança. O modelo de cálculo parcial apresenta valores menores que os experimentais em todos os casos o que resulta em valores a favor da segurança. Na série 3, ao analisar o modelo S3C2S, comparando-o ao modelo S2C2S que possuía as mesmas características, com exceção da adição de fibras de aço, apesar do modelo S3C2S possuir resistências à compressão dos seus concretos menores que as do modelo S2C2S, o valor da força de ruína do modelo S3C3S foi superior a do modelo S2C2S, o que pode talvez evidenciar a possibilidade, devido ao uso das fibras de aço na camisa, do aumento da seção resistente que pode estar afetando a capacidade resistente dos modelos.

Já nos modelos da série 1, verifica-se que o Cálculo Parcial apresenta valores menores, o que pode evidenciar um comportamento diferenciado para pequenas espessuras, pois a sua espessura efetiva considerada no Cálculo Parcial é muito pequena nos modelos ensaiados, conforme ilustra a Figura 6.1. Isto leva a considerar,

talvez, para seção de pequena espessura, uma configuração resistente diferenciada da utilizada no Cálculo Parcial.



Obs.: medidas em cm.

Figura 6.1 – Seções transversais dos modelos de pilares reforçados

6.5 CONFINAMENTO

O efeito do confinamento foi calculado conforme os modelos de CUSSON & PAULTRE(1994), SAATACIOGLU & RAZVI(1992) e FRANGOUE et al.(1995), apresentados no Capítulo 4. Para um melhor entendimento, resolveu-se separar a apresentação dos dados obtidos pelo tipo de modelo ensaiado.

6.5.1 MODELOS DE REFERÊNCIA

Nos pilares de referência, apesar da verificação da validade do uso da fórmula do cálculo total para a determinação da capacidade resistente dos modelos, resolveu-se verificar o ganho de resistência obtida pelo efeito de confinamento produzido pela armadura transversal dos modelos.

A seguir apresentam-se os resultados obtidos pelos modelos considerados.

a) CUSSON & PAULTRE(1993)

Tabela 6.4: Resultados dos modelos de referência – CUSSON & PAULTRE(1993)

Modelo	f_l (kN/cm ²)	K_e	f_{ie} (kN/cm ²)	f_{co} (kN/cm ²)	f_{cc} (kN/cm ²)	Força Total (kN)	Força de Ruína (kN)	D (%)
S1C1R	0,0686	0,2299	0,0158	1,839	1,977	500,3	488	2,5
S1C2R	0,1164	0,2299	0,0268	1,689	1,884	492,7	483	2,0
S2C1R	0,0527	0,2299	0,0121	1,743	1,856	486,4	517	5,9
S2C2R	0,1192	0,2299	0,0274	1,555	1,748	462,9	422	9,7
S3C1R	0,08788	0,2299	0,0202	1,734	1,895	480,3	512	6,2
S3C2R	0,07386	0,2299	0,0170	1,367	1,500	394,6	421	6,3
S3C3R	0,07520	0,2299	0,0173	1,292	1,424	374,6	490	23,5
S4C1R	0,1211	0,2299	0,0278	2,303	2,523	613,4	651	5,8
S4C2R	0,0998	0,2299	0,0229	2,303	2,495	616,7	639	3,5
S4C3R	0,0996	0,2299	0,0229	3,364	3,579	845,5	749	12,9
S4C4R	0,1103	0,2299	0,0253	3,364	3,595	851,8	715	19,1

b) SAATCIOGLU & RAZVI(1992)

Tabela 6.5: Resultados dos modelos de referência – SAATCIOGLU & RAZVI(1992)

Modelo	f_l (kN/cm ²)	K_2	f_{ie} (kN/cm ²)	f_{co} (kN/cm ²)	K_1	f_{cc} (kN/cm ²)	Força Total (kN)	D Exper. (%)
S1C1R	0,0736	0,3509	0,0258	1,839	8,434	2,057	504,6	3,4
S1C2R	0,1247	0,2695	0,0336	1,689	8,064	1,960	494,8	2,4
S2C1R	0,0565	0,4002	0,0226	1,743	8,625	1,938	491,8	4,9
S2C2R	0,1277	0,2663	0,0340	1,555	8,048	1,829	465,0	10,2
S3C1R	0,0878	0,3202	0,0281	1,734	8,311	1,968	485,7	5,1
S3C2R	0,0739	0,3383	0,0268	1,367	8,382	1,591	399,1	5,2
S3C3R	0,0806	0,3353	0,0270	1,292	8,369	1,518	379,1	22,6
S4C1R	0,1298	0,2642	0,0342	2,303	8,037	2,578	614,7	5,6
S4C2R	0,1069	0,2910	0,0311	2,303	8,170	2,557	619,0	3,1
S4C3R	0,1067	0,2913	0,0310	3,364	8,171	3,618	847,0	13,1
S4C4R	0,1182	0,2769	0,0327	3,364	8,101	3,629	852,7	19,2

c) FRANGO et al. (1995)

Tabela 6.6: Resultados dos modelos de referência – FRANGO et al. (1995)

Modelo	w_w	a	$a \cdot w_w$	f_{co} (kN/cm^2)	f_{cc} (kN/cm^2)	Força Total (kN)	D Exper. (%)
S1C1R	0,0747	0,1302	0,0097	1,839	1,884	497,8	2,0
S1C2R	0,2757	0,1302	0,0359	1,689	1,841	493,5	2,2
S2C1R	0,1211	0,1302	0,0158	1,743	1,812	486,0	6,0
S2C2R	0,3067	0,1302	0,0399	1,555	1,710	463,9	9,9
S3C1R	0,2027	0,1302	0,0264	1,734	1,848	480,4	6,2
S3C2R	0,2161	0,1302	0,0281	1,367	1,463	394,8	6,2
S3C3R	0,2328	0,1302	0,0303	1,292	1,389	374,9	23,5
S4C1R	0,2104	0,1302	0,0274	2,303	2,460	613,7	5,7
S4C2R	0,1733	0,1302	0,0226	2,303	2,431	616,6	3,5
S4C3R	0,1185	0,1302	0,0154	3,364	3,494	844,6	12,8
S4C4R	0,1312	0,1302	0,0170	3,364	3,507	851,1	19,1

A fim de analisar melhor os três modelos, fez-se um gráfico comparando a capacidade resistente obtida em cada modelo com a força de ruína.

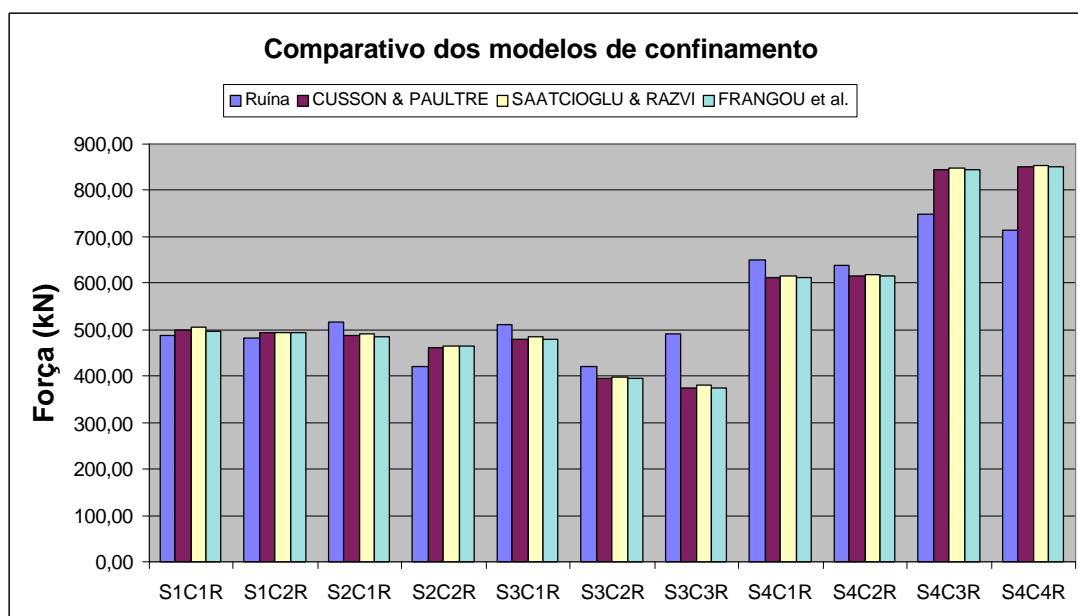


Diagrama 6.5 – Diagrama comparativo dos modelos de confinamento dos pilares de referência

Observando-se o gráfico verifica-se para os modelos de referência, que:

- os modelos para o cálculo do confinamento podem ser utilizados, sendo a diferença obtida na capacidade resistente muito pequena, pois os três métodos utilizam basicamente a mesma base teórica de cálculo;
- no modelo S1C1R, S1C2R e S2C2R os modelos teóricos apresentaram valores maiores que o observado experimentalmente, mas a diferença não foi muito significativa;
- verifica-se que para o modelo S3C3R ocorreu a maior diferença, provavelmente devido a problemas na determinação do valor da resistência à compressão do concreto, conforme mencionado no item 6.4.1;
- nos modelos S4C3R e S4C4R os valores da capacidade resistente tornaram-se mais distantes com a adição da resistência ganha com o confinamento, o que leva a valores contra a segurança. Por este fato, evidencia-se novamente a adequação dos modelos teóricos para pilares feitos com concreto de resistência de até 35MPa;

6.5.2 MODELOS REFORÇADOS

No cálculo com os modelos propostos no Capítulo 4, foi considerado apenas o aumento da resistência do concreto do pilar do núcleo, pois a área efetivamente confinada em todos os modelos, teoricamente conforme as propostas de cálculo, abrangia somente o pilar do núcleo. Foi considerado no somatório da força total o efeito de confinamento da armadura transversal do núcleo, e utilizou-se o modelo de cálculo parcial para determinação das outras partes resistentes.

No modelo S3C1S não foram feitos os cálculos, devido a não existência de armadura transversal de reforço.

Nas tabelas de resultados, apresentam-se duas linhas para cada modelo, onde a primeira representa o efeito de confinamento exercido pela armadura da camisa de reforço e a segunda refere-se ao efeito de confinamento da armadura do núcleo.

I) CUSSON & PAULTRE(1993)

Tabela 6.7: Resultados dos modelos reforçados – CUSSON & PAULTRE(1993)

Modelo	f_l (kN/cm ²)	K_e	f_{ie} (kN/cm ²)	F_{co} (kN/cm ²)	f_{cc} (kN/cm ²)	Força Total (kN)	Força última (kN)	D (%)
S1C1S	0,0348 0,0825	0,593 0,179	0,0206 0,0147	1,839 1,839	2,006 1,971	1337,9	1540	13,1
S1C2S	0,0323 0,0568	0,595 0,179	0,0192 0,0101	1,689 1,689	1,843 1,788	1286,5	1749	26,4
S2C1S	0,0168 0,0973	0,613 0,179	0,0103 0,0174	1,743 1,743	1,844 1,888	1877,0	1850	1,4
S2C2S	0,0347 0,0825	0,615 0,179	0,0213 0,0147	1,555 1,555	1,717 1,680	1801,1	1840	2,1
S3C1S	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-
S3C2S	0,0258 0,1040	0,613 0,178	0,0158 0,0186	1,367 1,367	1,494 1,509	1644,7	1920	14,3
S3C3S	0,0545 0,0593	0,259 0,179	0,0141 0,0106	1,292 1,292	1,407 1,386	1647,1	2210	25,5

II) SAATCIOGLU & RAZVI(1992)

Tabela 6.8: Resultados dos modelos reforçados – SAATCIOGLU & RAZVI(1992)

Modelo	f_l (kN/cm ²)	K_2	f_{ie} (kN/cm ²)	f_{co} (kN/cm ²)	K_1	f_{cc} (kN/cm ²)	Força Total (kN)	D Exper. (%)
S1C1S	0,0362 0,0796	0,8260 0,3374	0,0300 0,0268	1,839 1,839	8,227 8,378	2,085 2,064	1375,7	10,7
S1C2S	0,0672 0,0548	0,8570 0,4066	0,0576 0,0223	1,689 1,689	7,359 8,648	2,113 1,882	1376,2	21,3
S2C1S	0,0173 0,0939	1,2491 0,3106	0,0217 0,0292	1,743 1,743	8,688 8,261	1,931 1,984	1944,0	5,1
S2C2S	0,0359 0,0795	0,8688 0,3375	0,0312 0,0268	1,555 1,555	8,168 8,379	1,810 1,780	1850,3	0,5
S3C1S	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-
S3C2S	0,0267 0,1003	1,0076 0,3006	0,0269 0,0301	1,367 1,367	8,377 8,215	1,592 1,615	1703,1	11,3
S3C3S	0,0533 0,0572	0,5311 0,3979	0,0283 0,0228	1,292 1,292	8,302 8,616	1,527 1,488	1687,9	23,6

III) FRANGO et al. (1995)

Tabela 6.9: Resultados dos modelos reforçados – FRANGOUE et al. (1995)

Modelo	w_w	a	$a \cdot w_w$	f_{co} (kN/cm^2)	f_{cc} (kN/cm^2)	Força Total (kN)	D Exper. (%)
S1C1S	0,0387	0,2472	0,0096	1,839	1,883	1338,8	13,1
	0,0808	0,1302	0,0105	1,839	1,887		
S1C2S	0,0742	0,2428	0,0180	1,689	1,765	1305,0	25,4
	0,1211	0,1302	0,0158	1,689	1,755		
S2C1S	0,0362	0,2512	0,0091	1,743	1,783	1908,0	3,1
	0,2011	0,1302	0,0262	1,743	1,857		
S2C2S	0,0840	0,2512	0,0211	1,555	1,637	1795,0	2,4
	0,1909	0,1302	0,0249	1,555	1,651		
S3C1S	-0-	-0-	-0-	-0-	-0-	-0-	-0-
S3C2S	0,5139	0,2512	0,0178	1,367	1,428	1684,1	12,3
	0,1653	0,1302	0,0357	1,367	1,488		
S3C3S	0,2328	0,2886	0,1483	1,292	1,771	1803,9	18,4
		0,1302	0,0215	1,292	1,361		

A fim de analisar melhor os três modelos, fez-se um gráfico comparando a capacidade resistente obtida em cada modelo com a força de ruína.

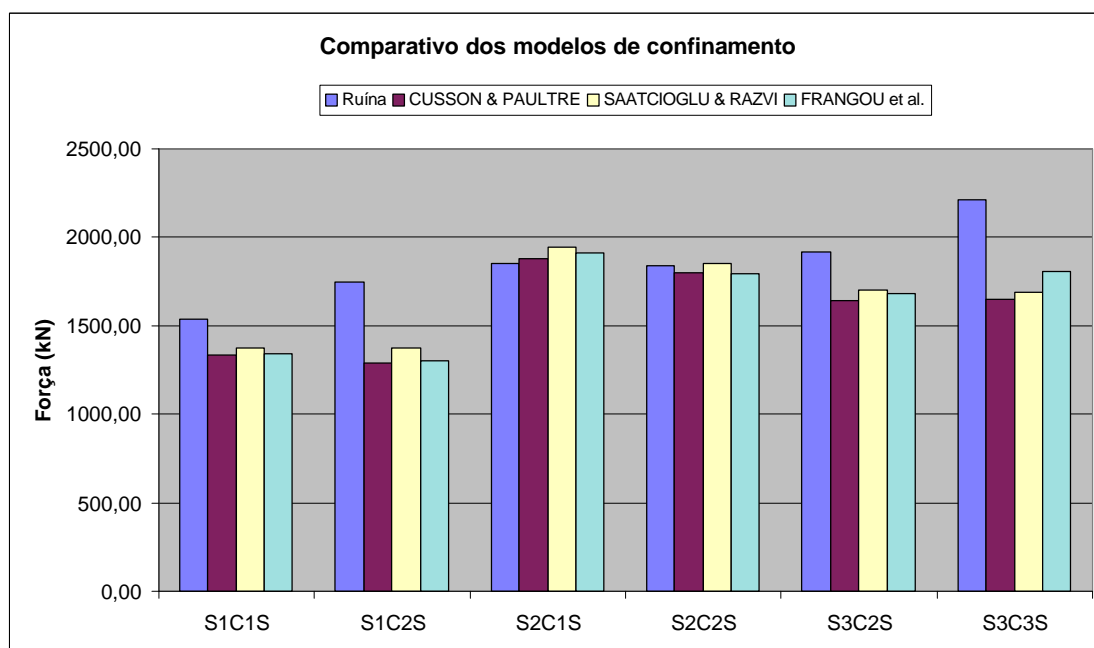


Diagrama 6.6 – Diagrama comparativo dos modelos de confinamento dos pilares reforçados

Observando-se o gráfico verifica-se para os modelos reforçados, que:

- os modelos teóricos utilizados para o cálculo do efeito do confinamento parecem bons, pois todos os valores de estimativa da capacidade resistente foram menores que a força de ruína, com exceção do modelo S2C1S, oferecendo assim, em geral, valores a favor da segurança;
- na série 1 observa-se que existe uma diferença razoável, mas no caso do modelo S1C2S houve problemas no registro de dados próximos à ruína, conforme explicado no Capítulo 5, e portanto esta diferença poderia ser menor. No modelo S1C1S a diferença não é tão acentuada, porém apresenta-se um valor teórico cerca de 15% menor. É possível que os modelos de cálculo não levem em consideração a pequena espessura adotada nesta série, e esta espessura poderia representar uma armadura de confinamento muito mais rígida, explicando em parte esta diferença;
- na série 2 verifica-se que a estimativa dos modelos de cálculo é válida em relação aos valores de ruína;
- na série 3 observam-se que as maiores diferenças, isto pode ser explicado pelo uso das fibras de aço, que contribuem com a sua resistência, possivelmente aumentando a seção resistente contribuinte (conforme explicado no item 6.4.2) e um aumento na resistência à tração com a sua adição no concreto.

6.5.3 GRAU DE CONFINAMENTO

No Capítulo 4, ao comentar o modelo de CUSSON & PAULTRE (1993), foi mencionado um índice chamado Grau de Confinamento, que classifica o efeito de confinamento em baixo, médio ou alto. A fim de verificar a eficiência do confinamento das armaduras de reforço, fez-se os cálculo do grau de confinamento para cada modelo.

A determinação do Grau de Confinamento, só foi feito para os modelos teóricos de CUSSON & PAULTRE (1993) e SAATCIOGLU & RAZVI(1992), pois o outro modelo não apresentava os dados necessários para o cálculo.

a) PILARES DE REFERÊNCIA:

Tabela 6.10 – Grau de confinamento dos modelos de referência

Modelos	CUSSON & PAULTRE			SAATCIOGLU & RAZVI		
	f_{le} (kN/cm ²)	f_c (kN/cm ²)	GC (%)	f_{le} (kN/cm ²)	f_c (kN/cm ²)	GC (%)
S1C1R	0.0158	1.839	0.86	0.0258	1.839	1.40
S1C2R	0.0268	1.689	1.59	0.0336	1.689	1.99
S2C1R	0.0121	1.743	0.69	0.0226	1.743	1.30
S2C2R	0.0274	1.555	1.76	0.0340	1.555	2.19
S3C1R	0.0202	1.734	1.16	0.0281	1.734	1.62
S3C2R	0.0170	1.367	1.24	0.0268	1.367	1.96
S3C3R	0.0173	1.292	1.34	0.0270	1.292	2.09
S4C1R	0.0278	2.303	1.21	0.0342	2.303	1.48
S4C2R	0.0229	2.303	0.99	0.0311	2.303	1.35
S4C3R	0.0229	3.364	0.68	0.0310	3.364	0.92
S4C4R	0.0253	3.364	0.75	0.0327	3.364	0.97

Observa-se nos resultados, que o efeito de confinamento é relativamente pequeno, o que seria de se esperar, devido à utilização de área mínimas, conforme NBR6118, para as armaduras longitudinais e transversais.

Verifica-se que nos modelos S4C3R e S4C4R, apresentam os menores valores, o que talvez possa representar um menor efeito do confinamento em concretos de resistência de cerca de 35MPa.

b) PILARES REFORÇADOS:

Tabela 6.11 – Grau de confinamento dos modelos reforçados

Modelos	CUSSON & PAULTRE			SAATCIOGLU & RAZVI		
	f_{le} (kN/cm ²)	f_c (kN/cm ²)	GC (%)	f_{le} (kN/cm ²)	f_c (kN/cm ²)	GC
S1C1S	0.0206	1.839	1.12	0.0300	1.839	1.63
	0.0147		0.80	0.0268		1.46
S1C2S	0.0192	1.689	1.14	0.0576	1.689	3.40
	0.0101		0.60	0.0223		1.32
S2C1S	0.0103	1.743	0.59	0.0217	1.743	1.24
	0.0174		1.00	0.0292		1.67
S2C2S	0.0213	1.555	1.37	0.0312	1.555	2.00
	0.0147		0.94	0.0268		1.72
S3C2S	0.0158	1.367	1.15	0.0269	1.367	1.97
	0.0186		1.36	0.0301		2.20
S3C3S	0.0141	1.292	1.09	0.0283	1.292	2.19
	0.0106		0.82	0.0228		1.76

Verifica-se nos resultados, um baixo índice do GC para todos os elementos, contudo observa-se o maior grau de confinamento para os modelos com 2 camadas de telas soldadas. O modelo S3C2S comparado com o modelo S2C1S, apresenta uma maior grau de confinamento, sendo os dois modelos de mesmas características, o que evidencia uma pequena contribuição das fibras de aço no confinamento dos modelos.

6.6 CONVERSÃO DOS GRÁFICOS

Para a análise da ductilidade, os gráficos força x deformação dos modelos foram convertidos para força x deslocamento.

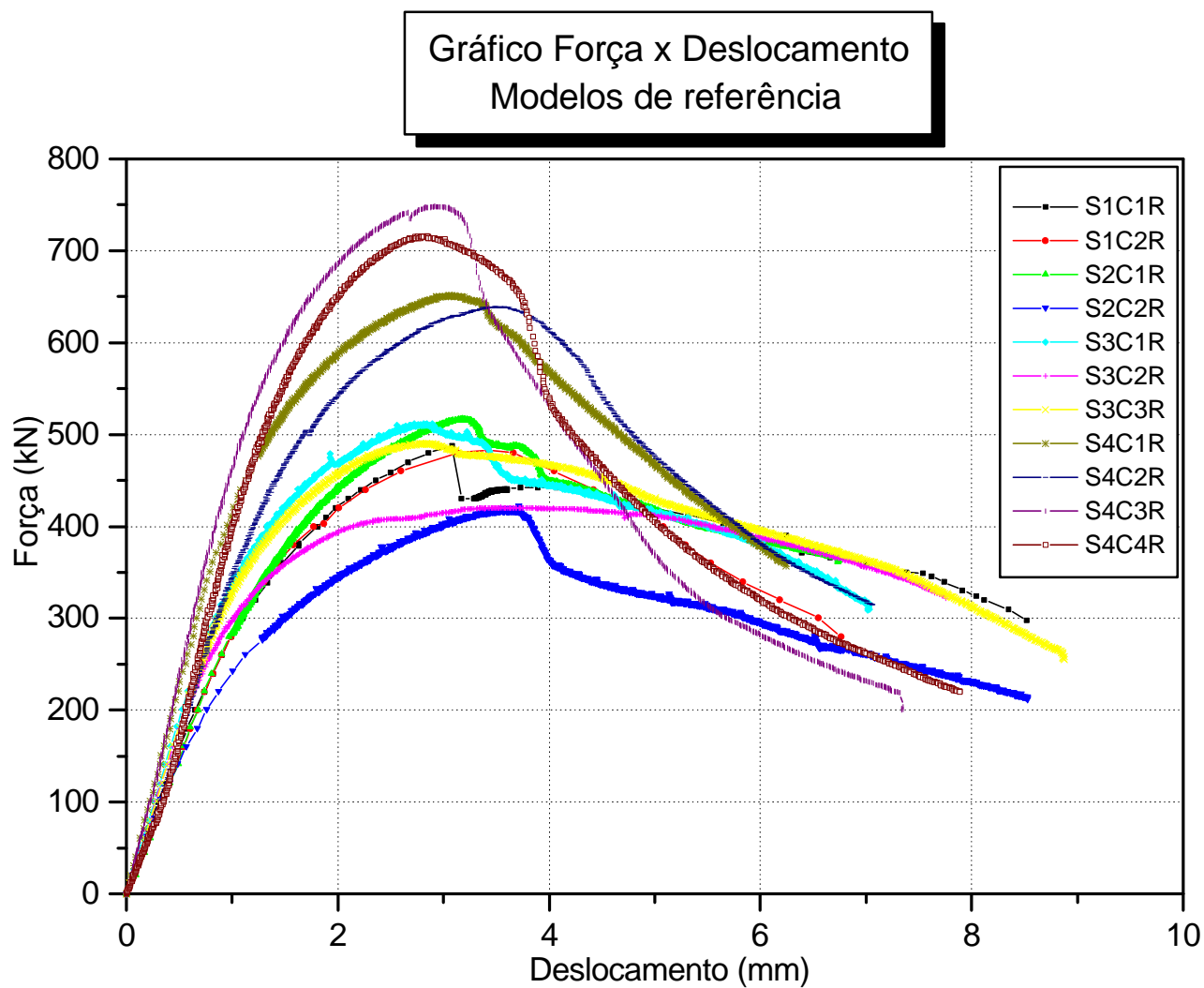


Diagrama 6.7 – Diagrama Força x Deslocamento dos pilares de referência

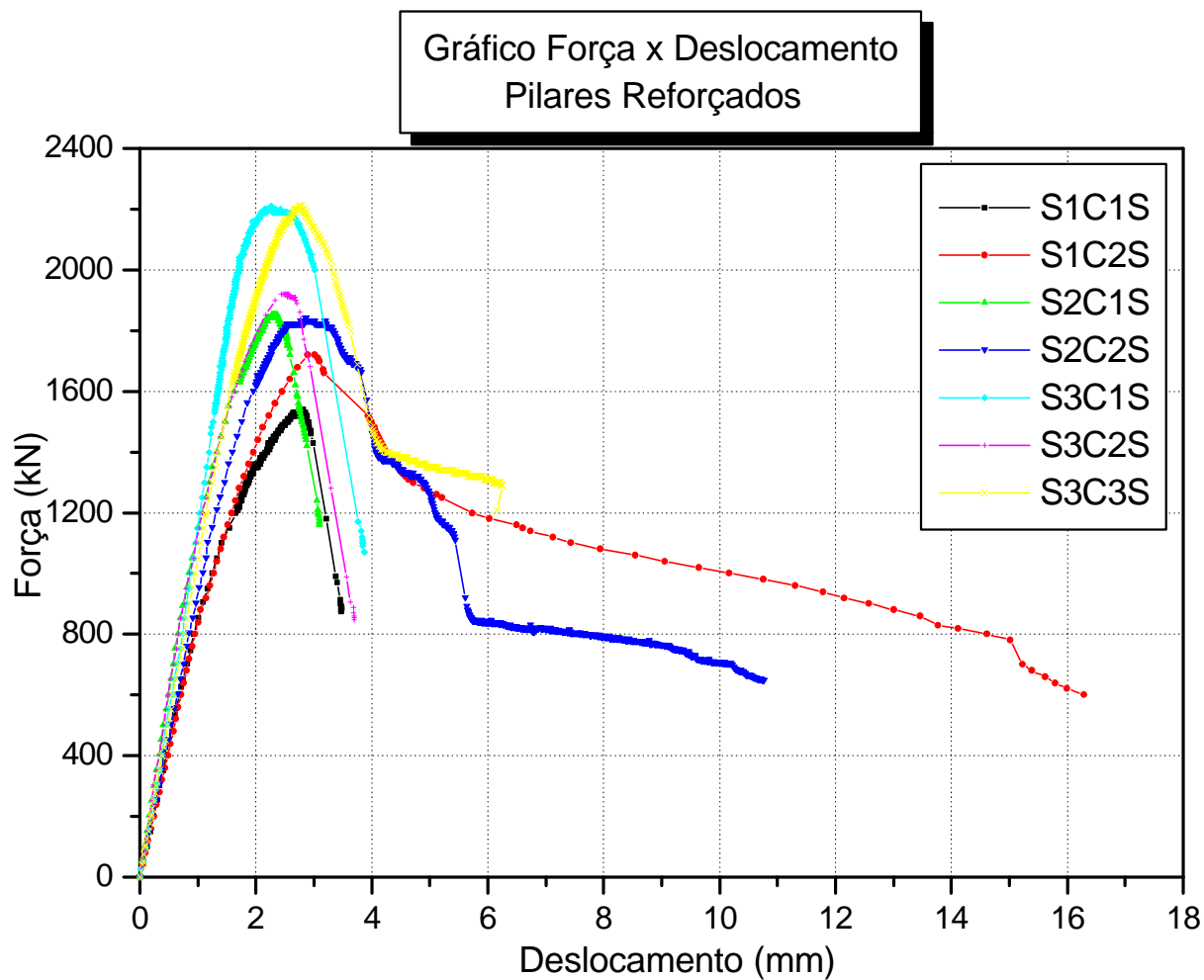


Diagrama 6.8 – Diagrama Força x Deslocamento dos Pilares Reforçados

Nos pilares de referência, verifica-se a influência da resistência dos modelos no comportamento de pós-fissuração, sendo os modelos com maior resistência apresentam um comportamento menos dúctil que os demais modelos.

Ao analisar os gráficos dos pilares reforçados, verifica-se que os modelos que utilizam 2 camadas de tela soldada, apresentam um comportamento mais dúctil do que os demais modelos. Os modelos da série 3, não apresentaram um comportamento superior aos demais modelos, mesmo com a adição de fibras, o que pode talvez possa explicar este fenômeno é a baixa taxa de fibras utilizada, ou um direcionamento das fibras em uma direção, devido a pequena espessura de camisa.

6.7 DUCTILIDADE

Buscando indícios ou valores para avaliar o comportamento dos modelos quanto à ductilidade, foram calculados os índices de tenacidade conforme as normas ASTM C1018-94 e JSCE SF5. Como os modelos ensaiados na verdade são elementos estruturais, resolveu-se adotar o termo índices de ductilidade, pois a ductilidade é uma característica de elementos estruturais de concreto.

Além do cálculo desses índices conforme a ASTM e a JSCE, a fim de contribuir para a melhor análise dos dados, efetuou-se a comparação do comportamento dos modelos ensaiados e um modelo elasto-plástico perfeito, conforme explicado no Capítulo 4, por meio do chamado “modelo alternativo”.

6.7.1 MODELOS DE REFERÊNCIA

Para o cálculo de acordo com a ASTM C1018-94, utilizou-se como ponto da curva correspondente à primeira fissura, aquele onde termina o comportamento elástico linear do modelo elasto-plástico, traçado a partir do gráfico força x deslocamento dos modelos.

Para o cálculo conforme a JSCE SF5, utilizou-se o deslocamento base de 4,5mm e nos modelos onde este deslocamento não foi atingido, conforme a norma, foi adotado o valor do último deslocamento como deslocamento base.

Para o cálculo com o “modelo alternativo”, traçou-se um diagrama do tipo elasto-plástico perfeito, utilizando como ponto de partida a parte elástica linear de cada modelo.

A seguir serão apresentados os resultados obtidos.

a) ASTM C1018-94

Tabela 6.12: Índices de ductilidade dos pilares de referência – ASTM C1018-94

Modelo	I₅	I₁₀
S1C1R	4,21	8,34
S1C2R	4,59	-0-
S2C1R	4,49	-0-
S2C2R	4,39	7,81
S3C1R	4,61	-0-
S3C2R	4,64	8,54
S3C3R	4,71	8,82
S4C1R	4,60	-0-
S4C2R	4,46	-0-
S4C3R	4,33	-0-
S4C4R	4,20	-0-

Analisando os resultados, tem-se:

- avaliando-se os índices, verifica-se para o índice I₅, que todos os modelos apresentam um comportamento dúctil, o que é representado pelos seus gráficos força x deslocamento;
- verifica-se para o índice I₁₀ que apenas os modelos S1C1R, S2C2R, S3C2R e S3C3R, podem ser calculados, mostrando-se com valores próximos ao limite do material elasto-plástico;

- verifica-se que o modelo S3C3R apresenta os maiores valores para os índices, o que se confirma ao avaliar o seu gráfico força x deformação com os dos outros modelos ensaiados;
- aparentemente verifica-se que a adaptação feita no modelo da ASTM para o cálculo dos índices de ductilidade, nos pilares de referência ensaiados, mostra-se coerente com os gráficos de força x deslocamento dos modelos.

b) JSCE SF5

Tabela 6.13: Índices de ductilidade dos pilares de referência – JSCE SF5

Modelo	Índice (kN/cm²)
S1C1R	0,016204
S1C2R	0,016375
S2C1R	0,016912
S2C2R	0,013722
S3C1R	0,017643
S3C2R	0,015388
S3C3R	0,017432
S4C1R	0,022261
S4C2R	0,021156
S4C3R	0,024120
S4C4R	0,023062

Analisando os resultados, tem-se:

- analisando a fórmula da JSCE SF5, verifica-se que o índice proposto trata-se da tensão atuante no corpo-de-prova ao longo de todo o período de carregamento até o deslocamento base;
- o índice em questão dá uma indicação do trabalho realizado por unidade de área transversal do modelo, o que se comprova ao avaliarem-se os resultados obtidos e o gráfico de força x deslocamento dos modelos, onde é possível constatar o maior trabalho realizado nos modelos da série 4;

➤ nota-se que o índice não traz dados do comportamento quanto à ductilidade em si, mas a estimativa do trabalho energético realizado pelo modelo, que é um valor indicativo para o dimensionamento em regiões de sismos.

c) MODELO ALTERNATIVO

Tabela 6.14: Índices de ductilidade dos pilares de referência – Modelo alternativo

Força	S1C1R	S1C2R	S2C1R	S2C2R	S3C1R	S3C2R	S3C3R	S4C1R	S4C2R	S4C3R	S4C4R
F_u	0,883	0,923	0,932	0,874	0,913	0,931	0,924	0,922	0,931	0,924	0,942
$0,9F_u$	0,885	0,934	0,937	0,881	0,922	0,949	0,941	0,931	0,937	0,936	0,949
$0,8F_u$	0,875	0,919	0,909	0,876	0,898	0,933	0,917	0,917	0,928	0,925	0,945
$0,7F_u$	0,845	0,900	0,864	0,838	0,870	-o-	0,884	0,892	0,904	0,904	0,925
$0,6F_u$	-o-	-o-	-o-	0,799	-o-	-o-	0,858	0,857	0,869	0,871	0,885
$0,5F_u$	-o-	-o-	-o-	0,759	-o-	-o-	-o-	-o-	0,815	0,837	0,831
$0,4F_u$	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	0,777	0,762
$0,3F_u$	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	0,676	

F_u : força de ruína experimental

A fim da melhor análise, resolveu-se desenhar os dados em um gráfico.

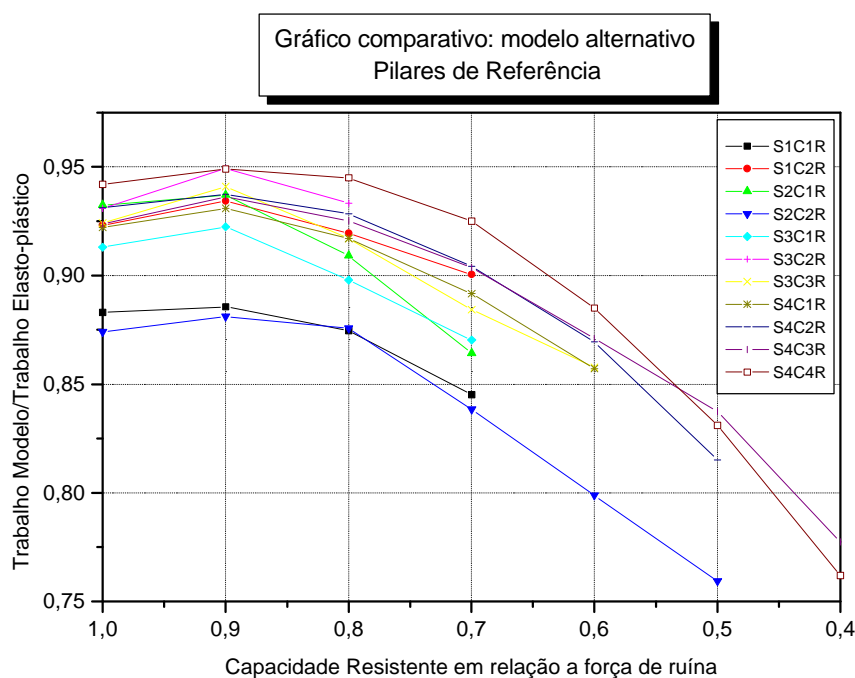


Diagrama 6.9 – Diagrama dos índices do modelo alternativo

Analisando os resultados, tem-se:

- verifica-se um comportamento homogêneo das séries 1, 2 e 3, nas quais os modelos ensaiados são praticamente iguais;
- na série 4 observa-se um comportamento homogêneo dos modelos, verificando-se uma inclinação diferente das curvas dos índices, o que se reflete também no gráfico força x deformação dos modelos, onde o comportamento pós-ruína é diferenciado comparado com as outras;
- verifica-se nos modelos das séries 1, 2 e 3, na sua maioria, apresentam para a capacidade residual em torno de 70% da força de ruína, níveis de energia maiores que os modelos da série 4, o que teoricamente pode acontecer, pois os modelos da série 4 apresentam um nível de energia no início, porém como a sua queda é mais acentuada que os modelos das outras séries, em um determinado ponto estes valores passam a ser bem menores que nos demais pilares.

6.7.2 MODELOS REFORÇADOS

Foram utilizados os mesmos procedimentos de cálculo dos pilares de referência.

A seguir serão apresentados os resultados obtidos.

a) ASTM C1018-94

Tabela 6.15: Índices de ductilidade dos pilares reforçados – ASTM C1018-94

Modelo	I₅	I₁₀
S1C1S	-0-	-0-
S1C2S	4,40	7,41
S2C1S	-0-	-0-
S2C2S	4,17	6,20
S3C1S	-0-	-0-
S3C2S	-0-	-0-
S3C3S	3,87	-0-

Analisando os resultados, tem-se:

- os modelos S1C1S, S2C1S, S3C1S e S3C2S não apresentaram condições para o cálculo dos índices de ductilidade, o que pode classifica-los como modelos frágeis;
- ao avaliar os modelos S1C2S, S2C2S e S3C3S, verifica-se que os índices de ductilidade calculados são coerentes com os gráficos força x deslocamento dos elementos. No caso do modelo S1C2S, verifica-se os maiores valores, o que se confirma no seu gráfico força x deslocamento, tendo sido o modelo com maior capacidade de deformação nos ensaios. Já no modelo S3C3S, a sua avaliação foi prejudicada pelo desligamento automático da máquina de ensaio, sendo que o modelo poderia apresentar ótimos índices de ductilidade;
- verifica-se que a adaptação feita no modelo da ASTM para o cálculo dos índices de ductilidade, nos pilares reforçados, mostra-se coerente com os gráficos de força x deslocamento dos modelos.

b) JSCE SF5

Tabela 6.16: Índices de ductilidade dos pilares reforçados – JSCE SF5

Modelo	Índice (kN/cm²)
S1C1S	0,023330
S1C2S	0,027594
S2C1S	0,023822
S2C2S	0,025071
S3C1S	0,028343
S3C2S	0,024506
S3C3S	0,028224

Analisando os resultados, tem-se:

- analisando a fórmula da norma, verifica-se que o índice proposto trata-se da tensão atuante no corpo-de-prova ao longo de todo o período de carregamento até o deslocamento base;
- o índice em questão trata da indicação da energia absorvida por unidade de área transversal do modelo, o que se comprova ao se avaliar os resultados obtidos e o gráfico de força x deslocamento dos modelos;
- nota-se nos resultados que os modelos reforçados com 2 camadas de telas, são os que mais absorvem energia, indicando a maior resistência e rigidez destes modelos;

- nos modelos com utilização de fibras, verifica-se para o modelo S3C2S um valor relativamente maior do que o seu modelo correspondente S2C1S, evidenciando o ganho de resistência ao se utilizar a fibra;
- nota-se que o índice não traz dados do comportamento quanto à ductilidade em si, mas uma estimativa do trabalho energético realizado sobre o modelo, que é um valor indicativo para o dimensionamento em regiões de sismos.

c) MODELO ALTERNATIVO

Tabela 6.17: Índices de ductilidade dos pilares reforçados – Modelo alternativo

Força	S1C1S	S1C2S	S2C1S	S2C2S	S3C1S	S3C2S	S3C3S
F_u	0,927	0,932	0,923	0,965	0,977	0,926	0,966
$0,9F_u$	0,925	0,933	0,926	0,960	0,974	0,933	0,964
$0,8F_u$	0,917	0,922	0,919	0,953	0,955	0,919	0,952
$0,7F_u$	-o-	0,868	0,900	0,902	0,936	0,905	0,933
$0,6F_u$	-o-	0,776	-o-	0,872	0,917	0,891	0,815
$0,5F_u$	-o-	0,698	-o-	0,860	0,898	0,878	
$0,4F_u$	-o-	0,666	-o-	0,668	-o-	-o-	
$0,3F_u$	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	-o-	

F_u : força de ruína experimental

A fim da melhor análise dos índices, resolveu-se traçar os dados em um gráfico.

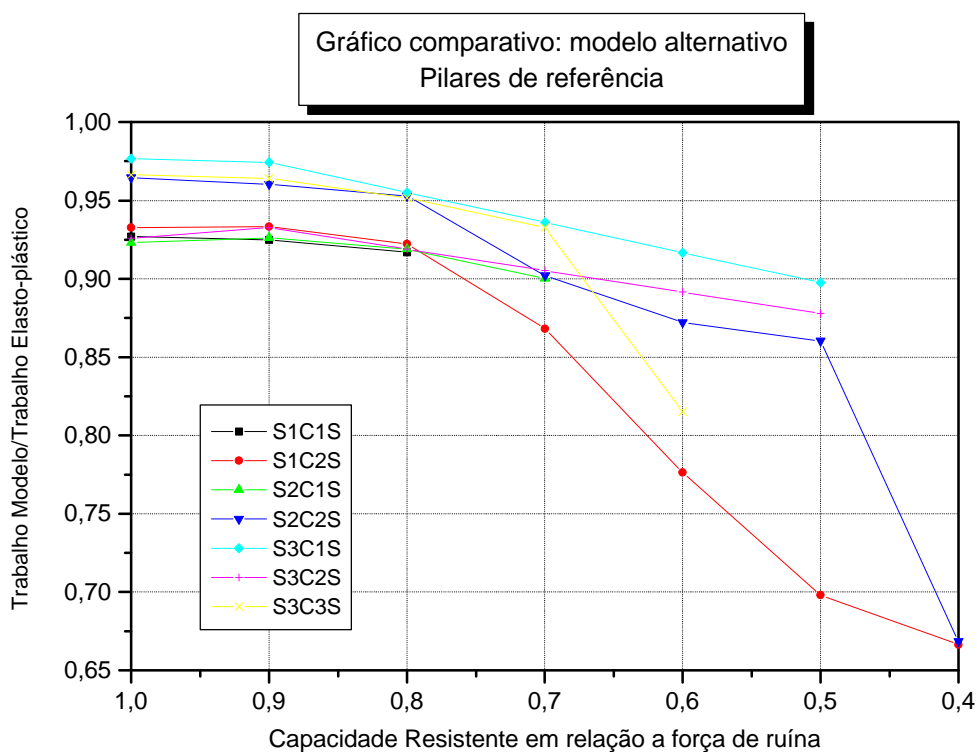
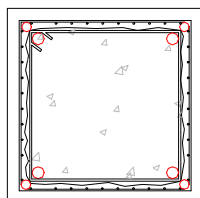


Diagrama 6.10 – Diagrama dos índices do modelo proposto para pilares reforçados

Analisando os resultados, tem-se:

- analisando o gráfico verifica-se um comportamento homogêneo dos modelos S1C1S, S2C1S, S3C1S e S3C2S;
- nos modelos S1C2S, S2C2S e S3C3S verifica-se um comportamento homogêneo, e comparando-se os valores do índices para a capacidade residual igual a 60% da força de ruína, verifica-se que estes modelos apresentam valores menores de energia relativa que os demais, embora nos gráficos de força x deslocamento, aparentemente sejam estes os modelos que apresentam o melhor comportamento;
- talvez o “método alternativo”, devesse trabalhar com deslocamentos pré-estabelecidos e não com a capacidade residual, uma vez que um modelo com queda acentuada, pode chegar até mesmo a 20% da força de ruína.



CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

7.1 CONCLUSÕES

A utilização de camisas de reforço de pequena espessura, com emprego de concretos de alto desempenho, mostrou-se interessante e merecedora de maior atenção, uma vez que com um acréscimo relativamente pequeno das dimensões dos pilares, aumentou-se consideravelmente a sua capacidade resistente. No entanto, observou-se também que alguns cuidados devem ser tomados para que se consiga, nos pilares reforçados, adequados níveis de resistência e de ductilidade.

Nos modelos ensaiados, observou-se um aumento da capacidade resistente dos pilares reforçados em torno de 3 a 5 vezes o valor obtido para os pilares de referência, para um aumento da largura do pilar de 15cm para 21 cm ou 23 cm.

Ao se analisar a eficiência dos arranjos de armaduras de reforço, confirmando informações dadas por outros pesquisadores, constatou-se a grande influência da taxa de armadura transversal na resistência e na deformabilidade dos pilares. O uso de maiores taxas de armadura transversal, adequadamente disposta, proporciona um melhor confinamento da parte interna da seção, que inclui a seção do pilar original, a qual continua a contribuir na capacidade resistente, pelo menos neste estudo em que não se considera o efeito de pré-carregamento.

Ao avaliar a capacidade resistente dos pilares ensaiados por meio dos diversos modelos teóricos, verificou-se que:

- a recomendação dada por Cánovas (1988), de considerar na avaliação da capacidade resistente dos pilares somente a seção do reforço, mostrou bons resultados na comparação dos dados experimentais e teóricos. Contudo, embora os resultados numéricos pareçam razoáveis, na verdade a observação experimental demonstrou a participação da seção do pilar original na resistência do conjunto;
- o emprego do Cálculo Total na avaliação da capacidade resistente dos pilares apresentou valores sempre muito superiores aos valores obtidos experimentalmente, ou seja, mostrando-se contra a segurança;
- a aplicação do Cálculo Parcial para avaliação da capacidade resistente dos pilares reforçados, ou seja, a consideração da seção resistente como sendo apenas a área de concreto delimitada pelas armaduras transversais de reforço, fornece os valores mais conservativos, isto é, sempre a favor da segurança;
- observa-se que utilizando-se o Cálculo Parcial, os modelos da Série 1 apresentam valores teóricos ainda mais inferiores, o que pode ser um efeito da pequena espessura, sendo que neste caso a seção resistente real poderia estar sendo maior que a teórica;
- na Série 3, verifica-se que a diferença entre os valores experimentais e teóricos estimados pelo Cálculo Parcial foi maior do que na Série 2, mesmo tratando-se de modelos semelhantes, o que pode estar evidenciando um aumento da seção contribuinte devido à presença das fibras de aço;
- a aplicação dos modelos de cálculo que levam em consideração o efeito de confinamento mostraram resultados que em geral podem ser considerados bons, tanto para os pilares de referência como para os reforçados, embora haja exceções que são comentadas a seguir;
- no caso dos pilares de referência, as diferenças entre os valores teóricos e experimentais ficou no intervalo de 2% a 10%, com

exceção do modelo S3C3R (em que houve problemas na avaliação da resistência à compressão do concreto), e dos modelos S4C3R e S4C4R, nos quais essa diferença ficou no intervalo de 10% a 20%. É possível que esta diferença tenha sido maior nestes dois modelos da Série 4 por causa da resistência do concreto (da ordem de 35 MPa) já estar causando uma tendência ao comportamento típico de concreto de alta resistência, ou seja, de que somente o núcleo confinado da seção contribui à capacidade resistente;

- ao analisar o efeito de confinamento nos modelos reforçados, verificou-se um Grau de Confinamento baixo, para as armaduras de reforço utilizadas, o que de certo modo era esperado, devido às pequenas taxas de armadura transversal utilizadas.

A adição de fibras de aço ao concreto da camisa de reforço apresentou resultados que ainda não se mostram satisfatoriamente esclarecedores, sugerindo a realização de outros ensaios, visto que:

- observou-se uma tendência de aumento da capacidade resistente dos pilares reforçados com CAF, considerando-se que o modelo S3C2S mostrou uma capacidade resistente maior que a do seu similar S2C1S, de concreto sem fibras, embora este último apresentasse concretos de resistências superiores às do primeiro, tanto no núcleo como na camisa;
- verificou-se também que a capacidade resistente calculada pelos modelos teóricos, no caso de camisas de CAF, mostrou-se sempre menor que a observada experimentalmente;
- por outro lado, não se verificou um melhor desempenho quanto à ductilidade, talvez pela utilização de uma taxa pequena de fibras, ou por um direcionamento das fibras, decorrente da pequena espessura de camisa.

Na análise da ductilidade, verificou-se que:

- os índices da ASTM C1018-94 apresentaram valores coerentes, quando analisados em conjunto com os gráficos força x deslocamento dos modelos ensaiados;
- os índices da JSCE SF5 mostram a capacidade de trabalho realizado dos modelos por unidade de área transversal, apresentando valores coerentes para os modelos ensaiados;
- já os índices obtidos pelo “modelo alternativo”, apresentam valores nem sempre representativos, quando confrontados com os gráficos força x deslocamento dos modelos. No entanto, pelo fato de oferecer uma indicação do trabalho energético realizado sobre os pilares, em relação ao modelo elasto-plástico perfeito, inclusive considerando as forças resistentes residuais. Possivelmente, uma combinação deste “modelo alternativo” com o modelo adaptado da ASTM terá condições de oferecer uma melhor avaliação da ductilidade de pilares.

Finalizando este item, pode-se dizer que a pesquisa realizada resultou em um conjunto consistente e de certa forma original de dados experimentais, sobre os quais foram aplicados alguns métodos e critérios de análise estrutural de pilares reforçados, permitindo uma discussão de interesse sobre a avaliação da estimativa da capacidade resistente, o efeito de confinamento produzido pelas armaduras e camisa de reforço e a avaliação da ductilidade.

Tendo sido percorrido mais um passo no longo caminho rumo ao conhecimento do comportamento estrutural das estruturas reabilitadas, apresenta-se a seguir alguns aspectos considerados importantes para a continuidade da pesquisa.

7.2 CONTINUIDADE DO TRABALHO

O campo de estudo sobre reforço de pilares é complexo e sujeito a um grande número de variáveis e difíceis condições de realização, mas importantes avanços têm sido alcançados nos últimos anos, e algumas sugestões de pesquisas futuras são resumidas a seguir:

- estudo da introdução do reforço em pilares onde não ocorre o descarregamento, a fim de avaliar o comportamento nesta situação, que é a mais próxima da situação real de execução;
- análise da interferência das deformações dependentes do tempo tais como retração e fluência do concreto no elemento estrutural reabilitado como um todo. Estes fatores podem afetar a eficiência do reparo ou reforço, pois a estrutura a ser reabilitada normalmente já foi submetida a carregamentos que geram deformações, enquanto os materiais utilizados no reforço ainda não sofreram estes tipos de solicitações e acomodações, devendo-se ainda considerar a diferença de qualidade, interação e do tempo de carregamento dos diversos materiais;
- análise de reforços parciais, ou seja, em uma, duas ou três faces, sem o efeito de confinamento;
- variação da forma da seção transversal, estudando-se os efeitos de confinamento produzido pelas camisas de reforço;
- estudo da influência de diversas taxas de fibras de aço;
- estudo de um modelo de confinamento específico para o caso pequenas espessuras de camisa;
- aprimoramento dos modelos de avaliação da ductilidade no caso de pilares;
- estudo das ligações laje/viga/pilar, analisando-se o efeito interação de esforços nesta ligação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALCOCER, S.M. ; JIRSA, J. O (1993). Strength of reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing. *ACI Structural Journal*, v.90, n. 3, p.249-261, May/June.
- ALVES, A.B.; CASTRO, P.F. (1998). Cilindros de concreto encamisados com compósito de fibra de vidro. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 1., Rio de Janeiro. 1998. *Anais (CD-ROM)*. Rio de Janeiro, UFF/UCL.
- ALVES, J. D. (1997). Vantagens do uso do concreto de alto desempenho para projeto e execução de reparos em estruturas. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 39., São Paulo, Agosto. *Anais*. São Paulo, IBRACON. p.391-399.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1991). Committee 363R. State-of-the-art report on high-strength concrete. *ACI Manual of concrete practice*, Detroit, part 1. 49p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). Committee 544 (ACI 544.2R-89). *Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete*. Detroit, USA, 11p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1993). Committee 544 (ACI 544.3R-93). *Guide for specifying, proportioning, mixing, placing, and finishing steel fiber reinforced concrete*. Detroit, USA, 10p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1994). ASTM A820. *Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-reinforced Concrete*. Book of ASTM Standards. ASTM, Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1994). ASTM C1018. *Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete*. Book of ASTM Standards. ASTM, Philadelphia.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR5739 – *Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro.1980.

-
- _____. *NBR 6118 - Projeto e execução de obras em concreto armado*. Rio de Janeiro. 1978.
-
- _____. *NBR6152 – Materiais metálicos: Determinação das propriedades mecânicas à tração: Método de ensaio*. Rio de Janeiro. 1985.
-
- _____. *NBR6207 – Arames de aço: ensaio de tração*. Rio de Janeiro. 1982.
-
- _____. *NBR7216 – Amostragem de agregados*. Rio de Janeiro. 1987.
-
- _____. *NBR7217 – Agregado: determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro. 1987.
-
- _____. *NBR7222 – Argamassas e concretos-determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro. 1982.
-
- _____. *NBR7251 – Agregado em estado solto: determinação da massa unitária*. Rio de Janeiro. 1982.
-
- _____. *NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado*. Rio de Janeiro.1985.
-
- _____. *NBR 7481 - Tela de aço soldada para armadura de concreto*. Rio de Janeiro.1982.
-
- _____. *NBR9776 – Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman*. Rio de Janeiro. 1987.
- BACCIN, A. G. C. (1998). *Fundamentos do concreto alto desempenho e sua aplicação no projeto de pilares*. 176p., Dissertação de Mestrado, São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BENTUR,A. ; MINDESS, S. (1990). *Fibre reinforced cementitious composites*. United Kingdon. Barking, Elsevier.

- BETT, B.J. ; KLINGNER, R.E. ; JIRSA, J. O. (1988). Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, p. 499-508, Sept/Oct..
- BUDWEG, F. M. G. ; BOSCOV, P. (1994). Concreto reforçado por fibras de aço. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 36., Porto Alegre, Setembro. *Anais*. São Paulo, IBRACON. p.253-266.
- BURKLE, R.W.M. ; SOUZA, V.C.M. (1998). Reforço de elementos estruturais de concreto armado comprimidos. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 1., Rio de Janeiro. 1998. *Anais (CD-ROM)*. Rio de Janeiro, UFF/UCL.
- CÁNOVAS, M. F. (1988). *Patologia e terapia do concreto armado*. 1.ed. São Paulo: PINI.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON - CEB (1983). Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign). *Bulletin d'Information*, n. 162.
- CUSSON, D. ; PAULTRE, P. (1993). *Confinement model for high-strength concrete tied columns*. University of Sherbrooke, SMS-93/02, October, 54p.
- DANTAS, F. de A. S. (1994). A importância de ensaios laboratoriais na reabilitação de estruturas de concreto. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 36, Porto Alegre, Setembro. *Anais*, IBRACON, p.257-269.
- DRITSOS, S. E. (1997). Jacket retrofitting of reinforced concrete columns. *Construction Repair*, v. 11, n.4, p. 35-40, July/August.
- ERSOY, U.; SULEIMAN,R. ; TANKUT, T. (1993). Behavior of jacketed columns. *ACI Structural Journal*, v.90, n.3, p. 288-293, May/June.
- FIP-CEB Working Group on High-Strength Concrete (1990). High strength concrete: state of the art report. *CEB Bulletin d'Information*, n. 197, August.
- FIP-CEB (1998). Ductility of Reinforced Concrete Structures. *CEB Bulletin d'Information*, n.242, May.
- FRANGO, M.; PILAKOUTAS, K; DRITSOS, S.E. (1995). Structural repair/strengthening of R.C. columns. *Construction and Building Materials*. v. 9, n.5, p.259-265.

- FUSCO, P. B. (1995). *Técnicas de armar as estruturas de concreto*. São Paulo:PINI.
- GANESAN,N. ; ANIL, J. (1993). Strength and behavior of reinforced concrete columns confined by ferrocement. *Journal of Ferrocement*, v. 23, n.2, p.99-108, April.
- GANESAN, N. ; MURTHY, J. V. R. (1990). Strength and behavior of confined steel fiber reinforced concrete columns. *ACI Material Journal*, v. 87, n.3, p.221-227, May/June.
- HANNANT, D.J. (1978). *Fibre cements and fibre concretes*. Chichester, John Wiley.
- HELENE, P. R. L. (1992). *Manual para reparo, reforço e proteção de estrutura de concreto*. 2.ed. São Paulo:PINI, 1992. 203p.
- HOWIE, I. ; CASTRO, P. F. ; KARBHARI, V. M. (1996). Um estudo experimental sobre reforço de colunas de concreto com manta compósita. *Revista IBRACON*, v. 4, n. 12, p.13-18, abril.
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. (1984). Method of test for compressive strength and compressive toughness of steel fiber reinforced concrete. JSCE-SF5. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N. 3, June p-63-66.
- LI, V.C. (1992). Performance driven design of fiber reinforced cementitious composites. In: SWAMY, R. N. Fourth Rilem International Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 92. *Proceedings*.
- LIMA, F. B.(1997). *Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação*. 169p., Tese (Doutorado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MEHTA, P.K. (1994). *Concreto:estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo:PINI.
- MELO, A. B. de (1996). *Estudo da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica na produção de elementos pré-moldados*. 217p., Dissertação de Mestrado, São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- NEDWELL, P. J. ; RAMESHT, M. H. ; TASHANAKI, S. R. (1994). Investigation into the repair of short square columns using ferrocement. In:

- INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FERROCEMENT, 5., Manchester, UK, 1994. *Proceedings*. London, E & FN Spon, p. 277-285.
- NETTO JÚNIOR, L. ; DUMÊT, T. (1997). Reforço de pilares de concreto armado com chapas de aço. *Revista IBRACON*, v. 6, n. 18, p. 23-29, julho/agosto.
- NUNES, L. C. (1998). *Estudo da influência da geometria da fibra de aço na tenacidade à flexão dos compósitos de matriz de concreto*. 193p. Dissertação de Mestrado, São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- ORTIZ, J. L. R ; DIAZ, J. M. B. (1975). Eficácia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes. *Informes de la Construcción*, Madrid, n. 272, p.90-98, julho.
- PRADO, E. P. (1998) *Intervenções em Estruturas de Concreto*. Dissertação de Mestrado Universidade de São Paulo - Escola Politécnica São Paulo 178p.
- RAMIREZ, J. L. (1996). Ten concrete columns repair methods. *Construction and Building Materials*, v. 10, n.3, p. 195-202.
- ROBINS, P.J. ; AUSTIN, S. A. ; JONES, P.A. (1996). Flexural strength modelling of steel fibre reinforced sprayed concrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete – “Sprayed Concrete Technology for the 21st Century”, 10 a 11 sept. American Concrete Institute e Sprayed Concrete Association. *Proceedings*. p.107-114.
- RODRIGUEZ, M. E. ; SANTIAGO, S. A.(1998). Simulated Seismic Load Test on Two-Story Waffle-Flat-Plate Structure Rehabilitated by Jacketing. *ACI Structural Journal*, v.95, n.2, p. 129-141, March/April.
- SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S. R. (1992). " Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, v. 118, n. 6, p.1590-1607.
- SÁNCHEZ, E. (1997). Aspectos Gerais e Reológicos do Concreto de Alta Resistência. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 39., São Paulo, Agosto. *Anais*. São Paulo, IBRACON. p.643-659.
- SEIBLE, F. ; PRIESTLEY, N. ; HEGEMIER, G. A. ; INNAMORATO, D. (1997). Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of Composites for Construction*, v. 1, n. 2, p.52-62, May.

- SOUZA, V.C.M. de; RIPPER, T. (1998). *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo:PINI.
- TANAKA, T. ; YAGI, K. ; KOJIMA, N. ; KIMURA, K. ; KATSUMATA, H. (1994). Retrofit method with carbon fiber for reinforced concrete structures. *Adv. Composite Materials*, v. 04, n.1, p.73-85.
- VALLE, E.G. (1983). Estruturas de hormigón armado: refuerzo mediante hormigón y estructura metálica. In: Curso de rehabilitacion: 5. La Estructura. Madrid, Colégio Oficial de Arquitectos de Madrid. p.173-179.
- ZANATO, G. A. ; CAMPOS FILHO, A. ; CAMPAGNOLO, J. L. (1998). Pilares esbeltos de concreto armado reforçados: estudo teórico e experimental In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAL DANIFICADAS, 1., Rio de Janeiro. 1998. *Anais (CD-ROM)*. Rio de Janeiro, UFF/UCL.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- AGOSTINI, L.R.S ; FUSCO, P.B. (1993). Pilares de concreto de alta resistência. In *Revista IBRACON*, v.3, n.7, p. 28-31.
- AHMED, H. I. ; ROBLES-AUSTRIACO, L. (1991). State-of-the-Art report on rehabilitation and restrengthening of structures using ferrocement. *Journal of Ferrocement*, v.21, n.3, p.243-258, July.
- ALVES, J. D. (1996). Avaliação e reabilitação de estruturas de concreto. In REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 38., Ribeirão Preto, Agosto. *Anais*. São Paulo, IBRACON. v.1, p.153-159.
- AMARAL FILHO, E. M. (1992). Concreto de alta resistência parte I e II. *Revista IBRACON*, v.2,n.4,p.40-49; n.5, p.52-59.
- AZEVEDO, M. T. et al. (1993). Estudos e aplicação de concreto de alta resistência com microssílica. *Revista IBRACON*, v.3, n.8, p. 32-36.
- BALAGURU, P. (1989). Use of ferrocement for confinement of concrete. *Journal of Ferrocement*, v. 19, n.2, p.135-140, April.
- BARBOSA, N.P. ; SANTOS, S.B. ; SILVA, C. M. ; MARTORELLI, E. (1997). Aplicação de um concreto de alto desempenho na reparação de postes da orla marítima de João Pessoa. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 39., São Paulo, Agosto. *Anais*. São Paulo, IBRACON, p.379-389.
- CANOVAS, M. F. (1997). Panorama actual de los hormigones reforzados com fibras de acero. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4., Porto Alegre.1997. *Anais* . Porto Alegre, LEME/CPGEC.
- CLÍMACO, J. C. T. S. (1991). Uma análise crítica dos métodos de avaliação de aderência e do uso de agentes adesivos no reparo de estruturas de concreto. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 15., Porto Alegre, Novembro. *Anais*. v.5, p. 337-348.

- CUSSON, D. ; MAILVAGANAM, N. (1996). Durability of repair materials. *Concrete International*, v.18, n.3, p.34-38, Mar.
- KARBHARI, V. M. ; GAO, Y. (1997). Composite jacketed concrete under uniaxial compression - verification of simple design equations. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 9, n. 4, p.185-193, November.
- KAUSHIK, S. K. ; PRAKASH, A. ; SINGH, K.K. (1994). Inelastic buckling of ferrocement encased columns. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FERROCEMENT, 5., Manchester, UK, 1994. *Proceedings*. London, E & FN Spon. p. 277-285.
- KLEIN, D. L. ; CAMPOS FILHO, A. ; ZANATO, G.A. (1997). Reforço de pilares esbeltos submetidos a esforços de flexo-compressão oblíqua. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4., Porto Alegre, 1997. *Anais*. Porto Alegre, LEME/CPGEC.
- LUCA, E. L. (1997). Recuperacion de estructuras: reparacion y refuerzos. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4., Porto Alegre, 1997. *Anais*. Porto Alegre, LEME/CPGEC.
- MARGARIDO, A. F. ; IAGHER, H. ; BOSCOV, P. (1994). Polímeros com fibras no reforço de estruturas de concreto armado. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 36., Porto Alegre, Setembro. *Anais*. São Paulo, IBRACON. p.163-173.
- MAU, S.T. ; ELWI, A. E. ; ZHOU, S. Z. (1998). Analytical study of spacing of lateral steel and column confinement. *Journal of Structural Engineering*, v. 124, n.3, p.262-269, March.
- NEVILLE, A.M. (1982). *Propriedades do concreto*. Tradução de Salvador Giammusso. São Paulo. PINI.
- OLIVEIRA, P. S. F. (1993) Materiais e equipamentos utilizados na investigação, diagnóstico, recuperação e proteção do concreto. *Revista IBRACON*, n.7, p.38-42, jan./fev./mar.
- PEREIRA, J.P.A.C.E. ; HANAI, J.B. ; FORTES FILHO, J. (1997). Simulação numérica e experimental para análise do comportamento conjunto de materiais em reparos de estruturas de concreto. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO

- DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4., Porto Alegre.1997. *Anais* . Porto Alegre, LEME/CPGEC.
- RAO, P.K. (1992). Stress-strain behavior of ferrocement elements under compression. *Journal of Ferrocement*, v. 22, n.4, p.343-352, October.
- ROCHA, C. de C. (1995). Compatibilizando o novo material com o local da recuperação. *Recuperar*, São Paulo, p.23-25, jul./ago.
- ROCHA, C. de C. (1997). Durabilidade: palavra bonita, mas muito pouco compreendida. *Recuperar*, São Paulo, p.28-34, mar./abril.
- RODRIGUEZ, M. ; PARK, R. (1994). Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing. *ACI Structural Journal*, v. 91, n.2, p.150-159, March-April.
- SACILOTTO, F. (1997). Influência de alguns parâmetros constitutivos no módulo de deformação longitudinal de concretos de alta resistência. In JONADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 18, São Carlos, Setembro. *Anais: Mecânica dos Materiais*. São Carlos, EESC-USP. v.5, p.2129-2138.
- SANTOS NETO, A.T. ; BARBOSA, M.A.L. ; GUIMARÃES, F.A.P. (1994). Microconcretos industrializados x produzidos em obra a partir de graute + pedrisco - avaliação comparativa. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 36., Porto Alegre, Setembro. *Anais*. São Paulo, IBRACON. p.157-167.
- SAUCIER, F. ; CLAIREAUX, F. ; CUSSON, D. ; PIGEON, M. (1997). The challenge of numerical modeling of strains and stresses in concrete repairs. *Cement and Concrete Research*, v. 27, n.8, p.1261-1270.
- SILVA FILHO, A.F. (1996). Emprego de microssílica em obras de reabilitação de estruturas de concreto armado. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 38., Ribeirão Preto, Agosto. *Anais*. São Paulo, Ribeirão Preto, IBRACON. v.1, p.297-301.
- SINGH, K.K. ; KAUSHIK, S.K. ; PRAKASH, A. (1988). Strengthening of brick masonry columns by ferrocement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON

- FERROCEMENT, 3., Roorkee, India. 1988. *Proceedings*. London, McGraw-Hill. p. 306-313.
- TARALLO JUNIOR, J. ; ANDRADE, J.R.A. ; CARNEIRO, E.F. ; SALLES, F. M. (1994). Reparo em concreto, utilizando argamassa com microssílica. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 36., Porto Alegre, Setembro. *Anais*. São Paulo, IBRACON, p.185-198.
- VANDERLEI, E. (1996). *Reparo de pilares de concreto armado com remoldagem da seção transversal*. 167p., Dissertação (Mestrado), Brasília, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.
- VANDERLEI, E. ; CLÍMACO, J.C.T.S. (1996). Reparo de Pilares de Concreto Armado com Remoldagem da seção transversal. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 38., Ribeirão Preto, Agosto. *Anais*. São Paulo, IBRACON. v.1, p.203-216.
- WALIUDDIN, A. M. ; RAFEEQI, S.F.A. (1994). Study of the behavior of plain concrete confined with ferrocement. *Journal of Ferrocement*, v. 24, n.2, p.139-151, April.