



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES REFORÇADOS COM CONCRETO
ARMADO

ENG^a CIVIL IANA INGRID ROCHA DAMASCENO

Belém
2013



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES REFORÇADOS COM CONCRETO
ARMADO

ENG^a CIVIL IANA INGRID ROCHA DAMASCENO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém
2013



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES REFORÇADOS COM CONCRETO
ARMADO

ENG^a CIVIL IANA INGRID ROCHA DAMASCENO

Aprovado em 24 de Setembro de 2013.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira (Orientador - UFPA)

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira (Examinador Interno - UFPA)

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto (Examinador Externo - UnB)

Belém
2013

Dedico este trabalho a Deus, que me mostrou o caminho e me deu forças pra persistir e alcançar meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira pelos conhecimentos transmitidos, apoio e confiança.

Ao professor Maurício de Pina Ferreira pela disponibilidade, incentivo e paciência. Aos professores Alcebíades Macedo e Cláudio Blanco pela ajuda, atenção e cuidados durante toda esta etapa. Ao professor Bernardo Pompeu pelo incentivo constante.

Aos amigos da UFPA e do GAEMA, Adalberto Mendes, Agleílson Borges, Helder Rodrigues, Leonyce Santos, Manoel Mangabeira, Matheus Kenji, Natasha Costa, Priscila Moreira, Rafael Barros, Victor Hugo Branco; pelo auxílio durante todas as etapas deste trabalho. Em especial aos amigos Aarão Neto, Paulo Victor Sacramento e Renan Ribeiro, vocês foram essenciais durante toda a jornada. A amizade, o companheirismo e os momentos de descontração jamais serão esquecidos. Aos Funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, que auxiliaram o desenvolvimento desta pesquisa, em especial aos técnicos Arnaldo Machado, Manoel Cordeiro e Urbano Furtado.

Ao PPGEC e ao CNPq pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

Aos meus pais Cristina e Damião por todo amor, paciência e por estarem presentes nos melhores e principalmente nos piores momentos. Obrigada por fazerem dos meus planos os seus. Aos meus irmãos Ísis e Dam pela amizade e companheirismo. Aos meus amigos, que transformaram os momentos de desespero em paz e me apoiaram incondicionalmente. Ao meu namorado Cícero por toda paciência, amor, amizade e companheirismo.

A todos aqueles que direta ou indiretamente estiveram comigo ao longo desta caminhada e tornaram possível a conclusão de mais esta etapa da minha vida.

SUMÁRIO

Item	Página
1. INTRODUÇÃO.....	xvi
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA.....	3
1.3 OBJETIVOS.....	4
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 INTRODUÇÃO.....	6
2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO.....	6
2.2.1 Situações de projeto.....	7
2.3 DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO NBR 6118 (ABNT, 2007)....	9
2.3.1 Características geométricas.....	9
2.3.2 Esbeltez.....	10
2.3.3 Armaduras longitudinais e transversais.....	13
2.3.4 Dimensionamento de elementos lineares.....	16
2.3.5 Compressão centrada.....	17
2.3.6 Flexo compressão.....	19
2.3.7 Pilares com cargas axiais excêntricas.....	21
2.4 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO..	22
2.4.1 ADORNO (2004).....	22
2.4.2 MELO (2009).....	27
2.5 TÉCNICAS DE REFORÇO DE PILARES.....	31
2.5.1 Reforço com uso de PRF.....	31
2.5.2 Reforço com uso de elementos metálicos.....	32
2.6 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE PILARES.....	34
2.6.1 Reforço pelo aumento da seção transversal.....	34
2.6.2 TAKEUTI (1999).....	35
2.6.3 OMAR <i>et al.</i> (2010).....	38
2.6.4 NASCIMENTO <i>et al.</i> (2012).....	42
2.6.5 FUKUYAMA <i>et al.</i> (2000).....	46
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL E MATERIAIS.....	48
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	48

3.2.	SÉRIE 1	49
3.2.1	Descrição dos pilares e nomenclatura	49
3.2.2	Instrumentação dos pilares	53
3.2.3	Sistema de ensaio	55
3.3	SÉRIE 2.....	56
3.3.1	Descrição dos pilares e nomenclatura	56
3.3.2	Instrumentação dos pilares	60
3.3.3	Sistema de ensaio	63
3.4	SÉRIE 3.....	63
3.4.1	Descrição dos pilares e nomenclatura	63
3.4.2	Metodologia experimental.....	67
3.4.2.1	Montagem e instrumentação das armaduras dos pilares.	67
3.4.2.2	Fôrmas	69
3.4.2.3	Concretagem dos pilares	69
3.4.2.4	Execução do reforço.....	70
3.4.3	Instrumentação das armaduras dos pilares originais e de referência	72
3.4.4	Medidas dos deslocamentos	73
3.4.5	Sistema de ensaio	74
4.	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	76
4.1	MATERIAIS	76
4.1.1	SÉRIE 1	76
4.1.1.1	Concreto	76
4.1.1.2	Caracterização do aço.....	77
4.1.2	SÉRIE 2.....	77
4.1.2.1	Concreto	77
4.1.2.2	Revestimento	78
4.1.2.3	Caracterização do aço.....	78
4.1.3	SÉRIE 3.....	79
4.1.3.1	Concreto	79
4.1.3.2	Revestimento	79
4.1.3.3	Caracterização do aço.....	80
4.2	RESULTADOS DOS PILARES.....	80
4.2.1	SÉRIE 1.....	80

4.2.1.1	Deformações específicas na armadura	80
4.2.1.2	Deformações específicas no concreto	87
4.2.1.3	Cargas e modos de ruptura	90
4.2.2	SÉRIE 2.....	92
4.2.2.1	Deformações específicas nas armaduras	92
4.2.2.2	Deformações específicas no concreto	96
4.2.2.3	Cargas e modos de ruptura	99
4.2.3	SÉRIE 3.....	102
4.2.3.1	Deformações específicas na armadura	102
4.2.3.2	Deformações específicas no concreto	105
4.2.3.3	Resultados dos defletômetros	108
4.2.3.4	Formação e desenvolvimento das fissuras	111
4.2.3.5	Cargas e modos de ruptura	113
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	117
5.1	SÉRIE 1.....	117
5.1.1	Deformações nas armaduras longitudinais.....	117
5.1.2	Deformações no concreto.....	118
5.1.3	Cargas de Ruptura	120
5.2	SÉRIE 2.....	120
5.2.1	Deformações nas armaduras longitudinais.....	120
5.2.2	Deformações no concreto.....	122
5.2.3	Cargas de Ruptura	123
5.3	SÉRIE 3.....	124
5.3.1	Deformações nas armaduras longitudinais.....	124
5.3.2	Deformações no concreto.....	125
5.3.3	Deslocamentos	127
5.3.4	Cargas de Ruptura	129
6.	CONCLUSÕES	136
6.1	SÉRIE 1.....	136
6.2	SÉRIE 2.....	136
6.2	SÉRIE 3.....	136
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 – Estrutura de concreto armado.....	1
Figura 1.2 – Ruptura na extremidade do pilar em um edifício.....	2
Figura 1.3 – Técnicas de Reforço.....	3
Figura 2.1 – Exemplo de arranjo de pilares de edifícios (MELO, 2009).....	7
Figura 2.2 – Arranjo estrutural e situação de projeto de Pilares Internos (OMAR <i>et al.</i> , 2010)	8
Figura 2.3 – Arranjo estrutural e situação de projeto de pilares de extremidade (OMAR <i>et al.</i> , 2010).....	8
Figura 2.4 – Arranjo estrutural e situação de projeto de pilares de canto (OMAR <i>et al.</i> , 2010)	9
Figura 2.5 – Comprimentos de flambagem usuais em projeto (WIGHTH e MACGREGOR, 2009).....	11
Figura 2.6 – Disposições das barras longitudinais mínimas para diversas seções	14
Figura 2.7 – Diagrama tensão deformação do aço NBR 6118 (ABNT, 2007).....	16
Figura 2.8 – Diagrama parábola retângulo NBR 6118 (ABNT, 2007)	16
Figura 2.9 – Domínios de ruptura.....	17
Figura 2.10 – Pilar submetido à carga centrada.....	18
Figura 2.11 – Seção transversal, deformações das camadas de aço e suas tensões.....	19
Figura 2.12 – Pilar com carga axial excêntrica	21
Figura 2.13 – Dimensões dos pilares (ADORNO, 2004).....	22
Figura 2.14 – Detalhamento das armaduras da Série PSA (ADORNO, 2004)	23
Figura 2.15 – Detalhamento das armaduras da Série PCA4 (ADORNO, 2004).....	24
Figura 2.16 – Esquema de ensaio (ADORNO, 2004)	24
Figura 2.17 – Dimensões dos pilares ensaiados (MELO 2009)	27
Figura 2.18 – Detalhamento da armadura dos pilares (MELO, 2009)	29
Figura 2.19 – Posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal (MELO, 2009)	Erro! Indicador não definido.
Figura 2.20 – Posicionamento dos defletômetros nos pilares (MELO,2009) ..	Erro! Indicador não definido.
Figura 2.21 – Modelos ensaiados por CARRAZEDO (2002).....	32
Figura 2.22 – Reforço com utilização de elementos metálicos (CIRTEK,2001)	34
Figura 2.23 – Dimensões e armaduras dos elementos (TAKEUTI, 1999).....	36
Figura 2.24 – Gráfico comparativo da capacidade resistente dos modelos (TAKEUTI,1999)	38
Figura 2.25 – Modelos ensaiados (FUKUYAMA, HIGASHIBATA & MIYAUCHI, 2000) .	46
Figura 3.1 – Dimensões dos pilares monolíticos	49
Figura 3.2 – Dimensões dos pilares não monolíticos de referência e com fretagem	50
Figura 3.3 – Dimensões do pilar não monolíticos com trecho de viga	50
Figura 3.4 – Detalhamento das armaduras dos pilares de referência	51
Figura 3.5 – Detalhamento das armaduras dos pilares com fretagem.....	52
Figura 3.6 – Detalhamento das armaduras dos pilares com trecho de viga.....	52

Figura 3.7 – Posicionamento dos extensômetros nos pilares REF M e REF NM.....	54
Figura 3.8 – Posicionamento dos extensômetros nos pilares FRET M e FRET NM.....	54
Figura 3.9 – Posicionamento dos extensômetros nos pilares VIGA M e VIGA NM.....	55
Figura 3.10 – Montagem do sistema de ensaio	56
Figura 3.11 – Dimensões do pilar de referência- Série 2	57
Figura 3.12 – Dimensões dos pilares reforçados – Série 2.....	57
Figura 3.13 – Detalhamento da armadura do pilar PR _R	58
Figura 3.14 – Detalhamento da armadura do pilar PR ₇₅	58
Figura 3.15 – Detalhamento da armadura do pilar PR ₁₀₀	59
Figura 3.16 – Detalhamento da armadura do pilar PR ₁₅₀	59
Figura 3.17 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR _R	61
Figura 3.18 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR ₇₅	61
Figura 3.19 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR ₁₀₀	62
Figura 3.20 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR ₁₅₀	62
Figura 3.21 – Montagem do sistema de ensaio	63
Figura 3.22 – Dimensões dos pilares de referência e reforçados à tração.....	64
Figura 3.23 – Dimensões dos pilares de referência e reforçados à compressão.....	65
Figura 3.24 – Detalhamento da armadura dos pilares de referência e reforçados à tração	66
Figura 3.25 – Detalhamento da armadura dos pilares de referência e reforçados a compressão	66
Figura 3.26 – Armadura utilizada nos pilares	68
Figura 3.27 – Fôrmas utilizadas na moldagem dos pilares	69
Figura 3.28 – Detalhe da seção do pilar com armadura de reforço	70
Figura 3.29 – Etapas do reforço dos pilares reforçados á tração.....	71
Figura 3.30 – Etapas do reforço dos pilares reforçados á compressão.....	72
Figura 3.31 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nos pilares de referência e reforçados à tração.....	73
Figura 3.32 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nos pilares de referência e reforçados à compressão.....	73
Figura 3.33 – Posicionamento dos relógios comparadores nos pilares de referência e reforçados à tração.....	74
Figura 3.34 – Posicionamento dos relógios comparadores nos pilares de referência e reforçados à compressão.....	74
Figura 3.35 – Esquema com as duas partes componentes da rótula.....	75
Figura 3.36 – Sistema de ensaio	75
Figura 4.1 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar REF M.....	81
Figura 4.2 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar REF NM.....	81
Figura 4.3 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar FRET M	82
Figura 4.4 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar FRET NM... ..	82
Figura 4.5 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar VIGA M	82
Figura 4.6 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar VIGA NM	83
Figura 4.7 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar REF M	83
Figura 4.8 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar REF NM.....	83
Figura 4.9 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar FRET M	84

Figura 4.10 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar FRET NM	84
Figura 4.11 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar VIGA M	84
Figura 4.12 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar VIGA NM	85
Figura 4.13 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar REF M	85
Figura 4.14 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar REF NM	85
Figura 4.15 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar FRET M	86
Figura 4.16 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar FRET NM	86
Figura 4.17 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar VIGA M	86
Figura 4.18 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar VIGA NM	87
Figura 4.19 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar REF M	88
Figura 4.20 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar REF NM	88
Figura 4.21 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar FRET M	88
Figura 4.22 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar FRET NM	89
Figura 4.23 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar VIGA M	89
Figura 4.24 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar VIGA NM	89
Figura 4.25 – Gráfico da relação entre a carga última dos pilares e a carga estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2007)	91
Figura 4.26 – Pilares monolíticos após a ruptura	91
Figura 4.27 – Pilares não monolíticos após a ruptura	92
Figura 4.28 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR _R	93
Figura 4.29 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR ₇₅	93
Figura 4.30 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR ₁₀₀	94
Figura 4.31 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR ₁₅₀	94
Figura 4.32 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR _R	94
Figura 4.33 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR ₇₅	95
Figura 4.34 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR ₁₀₀	95
Figura 4.35 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR ₁₅₀	95
Figura 4.36 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR _R	97
Figura 4.37 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR ₇₅	97
Figura 4.38 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR ₁₀₀	97
Figura 4.39 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR ₁₅₀	98
Figura 4.40 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PR ₇₅	98
Figura 4.41 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PR ₁₀₀	99
Figura 4.42 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PR ₁₅₀	99
Figura 4.43 – Gráfico da relação entre a carga última dos pilares e a carga estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2007)	100
Figura 4.44 – Pilares após a ruptura	101
Figura 4.45 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PTR	103

Figura 4.46 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PTS.....	103
Figura 4.47 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PTSR	103
Figura 4.48 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PCR	104
Figura 4.49 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PCS.....	104
Figura 4.50 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PCSR	104
Figura 4.51 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PTR.....	106
Figura 4.52 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PTS	106
Figura 4.53 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PTSR	106
Figura 4.54 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PTSR.....	107
Figura 4.55 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PCR	107
Figura 4.56 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PCS.....	107
Figura 4.57 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PCSR	108
Figura 4.58 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PCSR	108
Figura 4.59 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PTR	109
Figura 4.60 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PTS.....	109
Figura 4.61 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PTSR.....	109
Figura 4.62 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PCR.....	110
Figura 4.63 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PCS	110
Figura 4.64 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PCSR.....	110
Figura 4.65 – Mapa de fissuração dos pilares de referência e reforçados à tração	112
Figura 4.66 – Mapa de fissuração dos pilares de referência e reforçados à compressão	112
Figura 4.67 – Pilares após a ruptura	115
Figura 4.68 – Detalhes dos pilares após a ruptura.....	116
Figura 5.1 – Deformações da armadura longitudinal interna dos pilares	117
Figura 5.2 – Deformações da armadura longitudinal do reforço.....	118
Figura 5.3 – Deformações da armadura transversal das extremidades.....	118
Figura 5.4 – Deformações da armadura transversal (meia altura).....	118
Figura 5.5 – Deformações no concreto (parte superior).....	119
Figura 5.6 – Deformações no concreto (meia altura)	119
Figura 5.7 – Deformações no concreto do pilar encamisado	119
Figura 5.8 – Deformações na armadura longitudinal do reforço dos pilares	121
Figura 5.9 – Deformações na armadura longitudinal da seção interna dos pilares	121
Figura 5.10 – Deformações no concreto do reforço (parte superior)	122
Figura 5.11 – Deformações no concreto do reforço (parte central).....	122
Figura 5.12 – Deformações no concreto da seção interna.....	123
Figura 5.13 – Deformações nas armaduras longitudinais da região do reforço	124
Figura 5.14 – Deformações nas armaduras longitudinais da seção original	125
Figura 5.15 – Deformações nas armaduras longitudinais da seção original	125
Figura 5.16 – Gráfico carga x deformação do concreto da região tracionada.....	126
Figura 5.17 – Gráfico carga x deformação do concreto da região comprimida.....	126
Figura 5.18 – Gráfico carga x deformação na superfície do concreto interno (antes do reforço)	127
Figura 5.19 – Gráfico carga x deformação da superfície do revestimento.....	127
Figura 5.20 – Gráfico carga x deslocamento da região superior da face tracionada.....	128

Figura 5.21 – Gráfico carga x deslocamento da região central da face tracionada	128
Figura 5.22 – Gráfico carga x deslocamento da região inferior da face tracionada	128
Figura 5.23 – Relação entre a carga de ruptura experimental e a estimada pela envoltória – 30 MPa.....	130
Figura 5.24 – Relação entre os momentos solicitante e o resistente estimado pela envoltória– 30 MPa.....	130
Figura 5.25 – Relação entre os raios solicitante e resistente – 30 MPa.....	130
Figura 5.26 – Envoltória – 30 MPa	131
Figura 5.27 – Relação entre a carga de ruptura experimental e a estimada pela envoltória – 33 MPa.....	132
Figura 5.28 – Relação entre os momentos solicitante e o resistente estimado pela envoltória – 33 MPa.....	132
Figura 5.29 – Relação entre os raios solicitante e resistente – 33 MPa.....	132
Figura 5.30 – Envoltória – 33 MPa	133
Figura 5.31 – Relação entre a carga de ruptura experimental e a estimada pela envoltória – 34 MPa.....	134
Figura 5.32 – Relação entre os momentos solicitante e o resistente estimado pela envoltória – 34 MPa.....	134
Figura 5.33 – Relação entre os raios solicitante e resistente – 34 MPa.....	134
Figura 5.34 – Envoltória – 34 MPa	135

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 - Valores do coeficiente adicional γ_n NBR 6118 (ABNT, 2007)	10
Tabela 2.2 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ADORNO, 2004).....	23
Tabela 2.3 – Resultados experimentais (ADORNO, 2004)	26
Tabela 2.4 – Características e identificação dos pilares ensaiados (MELO, 2009).....	28
Tabela 2.5 – Forças de ruína dos pilares ensaiados (MELO, 2009)	30
Tabela 2.6 – Descrição das séries (TAKEUTI, 1999).....	37
Tabela 2.7 – Dados experimentais obtidos para cada modelo ensaiado (TAKEUTI, 1999)....	37
Tabela 2.8 – Principais características geométricas dos pilares ensaiados (OMAR et al., 2010)	40
Tabela 2.9 – Cargas e momentos máximos dos pilares (OMAR <i>et al.</i> ,2010)	42
Tabela 2.10 – Descrição dos pilares ensaiados (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2012).....	44
Tabela 2.11 – Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura (NASCIMENTO, 2009).....	45
Tabela 3.1 – Características dos pilares.....	48
Tabela 3.2 – Características dos pilares da Série 1.....	53
Tabela 3.3 – Características dos pilares da Série 2.....	60
Tabela 3.4 – Características dos pilares da Série 3.....	67
Tabela 3.5 – Dosagem do concreto	70
Tabela 4.1 – Dosagem do concreto	76
Tabela 4.2 – Resistência à compressão do concreto.....	77
Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados.....	77
Tabela 4.4 – Dosagem do concreto	78
Tabela 4.5 – Resistência à compressão do concreto.....	78
Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados.....	79
Tabela 4.7 – Resistência à compressão do concreto.....	79
Tabela 4.8 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados.....	80
Tabela 4.9 – Nomenclatura da instrumentação	80
Tabela 4.10 – Cargas e modos de ruptura	90
Tabela 4.11 – Nomenclatura da instrumentação	92
Tabela 4.12 – Cargas e modos de ruptura	100
Tabela 4.13 – Nomenclatura da instrumentação	102
Tabela 4.14 – Relação entre a carga de fissuração inicial (N_i) e a carga de ruptura (N_u)	111
Tabela 4.15 – Cargas e modos de ruptura	114
Tabela 5.1 – Cargas e modos de ruptura e relação da resistência dos pilares monolíticos com os não monolíticos.....	120
Tabela 5.2 – Cargas e modos de ruptura e relação da resistência dos pilares reforçados com o pilar de referência	123
Tabela 5.3 – Dados experimentais, estimados e comparativos – 30 MPa.....	129

Tabela 5.4 – Dados experimentais, estimados e comparativos – 33 MPa.....	131
Tabela 5.5 – Dados experimentais, estimados e comparativos – 34 MPa.....	133

LISTA DE SÍMBOLOS

São apresentados alguns símbolos utilizados nesta dissertação, aqueles que não estão aqui apresentados têm seu significado explicado assim que mencionado no texto.

b - Menor dimensão da seção transversal do pilar.

h - Altura da seção transversal do pilar.

l - Distância entre os eixos dos elementos estruturais.

l_o - Distância entre as faces internas dos elementos estruturais.

l_e - Comprimento efetivo ou de flambagem do pilar.

i - Raio de giração da peça;

I - Momento de inércia na direção considerada.

A_c - Área da seção transversal de concreto.

A_s - Área da seção de aço.

λ - Índice de esbeltez.

N_{Rk} - Força normal resistente característica.

N_{sk} - Forma normal solitante característica

f_{ck} - Resistência do concreto à compressão.

f_c^{sub} - Resistência do concreto do substrato.

f_c^{ref} - Resistência do concreto do reforço.

f_{ys} - Tensão de escoamento do aço.

E_s - Módulo de elasticidade do aço.

ϵ_{ys} - Deformação de escoamento do aço.

f_u - Tensão de ruptura das armaduras longitudinais

v - Flexão lateral do pilar na direção y

R_i - Armadura original e de referência

R_r - Armadura de reforço

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo experimental sobre o comportamento de pilares de concreto armado submetidos à compressão axial e a flexo compressão, com o objetivo de contribuir para o vasto campo de estudos sobre reabilitação de estruturas. O programa experimental envolveu o ensaio de 16 pilares de concreto armado onde a 1ª Série contou com o ensaio de 6 pilares submetidos a compressão centrada buscando avaliar o desempenho dos pilares em função das extremidades, tentando estabelecer parâmetros sobre os demais. A resistência média a compressão do concreto nesta série foi de 29 MPa. Os resultados experimentais tiveram excelente correlação com os resultados teóricos. Na 2ª Série foram ensaiados 4 pilares de concreto armado submetidos a compressão centrada, onde os pilares reforçados receberam uma camada de revestimento de 15 mm com argamassa de 7 MPa, sendo a principal variável a distribuição dos estribos. Foi analisado o comportamento destes quanto à resistência mecânica alcançada e forma de ruptura da seção, avaliando se este procedimento é passível de execução nas estruturas correntes, visto que se for possível evitar a retirada do revestimento pode-se agilizar a execução do reforço. Os resultados experimentais encontrados se mostraram satisfatórios para a realização deste procedimento de reforço. Para a 3ª Série foram analisados experimentalmente 6 pilares de concreto armado reforçados parcialmente em duas regiões distintas, face tracionada e face comprimida. As análises foram feitas através de envoltórias de ruptura que foram desenvolvidas para este fim, onde os pilares reforçados a compressão apresentaram melhor desempenho.

Palavras-chave: Concreto armado, Pilares, Reforço, Encamisamento.

ABSTRACT

This paper presents an experimental study on the behavior of reinforced concrete columns subjected to axial compression and flexion, with the aim of contributing to the broad field of studies on rehabilitation of structures. The experimental program involved the testing of 16 reinforced concrete columns where the 1st Series featured the trial of 6 pillars subjected to concentric compression seeking to evaluate the performance of the pillars as a function of the extremities, trying to establish parameters on others. The average compressive strength of the concrete in this series was 29 MPa. The experimental results had excellent correlation with the theoretical results. Second Series 4 reinforced concrete columns subjected to concentric compression where the reinforced pillars received a coating layer of 15 mm mortar with 7 MPa , is the main variable distribution of stirrups were tested . We analyzed the behavior of these as the mechanical strength is achieved and the shape of the section break , assessing whether this procedure is amenable to implementation in current structures , since it is possible to prevent the removal of the coating can expedite the implementation of the reinforcement. The experimental results were satisfactory for achieving this reinforcement procedure. For 3rd Grade 6 were analyzed experimentally reinforced concrete columns reinforced partially into two distinct regions, face and pulled compressed face. Analyzes were made by Mohr rupture that have been developed for this purpose, where the reinforced pillars showed better compression performance.

Keywords: Reinforced Concrete, Columns, Strengthening.

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As estruturas de concreto armado, embora consideradas permanentes, apresentam durante sua vida útil problemas patológicos, contudo algumas estruturas se comportam bem enquanto outras apresentam falhas prematuras. Determinadas patologias ainda persistem apesar da busca incessante pela qualidade, visto que os métodos disponíveis para a sua prevenção e correção ainda necessitam de aperfeiçoamento.



Figura 1.1 – Estrutura de concreto armado

Forças superiores às previstas em projeto, falhas de projeto, variação da umidade, processo corrosivo nas armaduras, variações térmicas intrínsecas extrínsecas ao concreto, agentes biológicos, utilização inadequada de materiais, são alguns exemplos de agentes causadores dos problemas patológicos. Como consequências, um nível inadequado de segurança das estruturas (estado limite último), e das condições de utilização da construção (estado limite de utilização), que afetam as condições de funcionalidade da estrutura. Em Belém do Pará, alguns acidentes aconteceram em edifícios por falhas nos projetos, um edifício desabou em 2011 por problemas na concepção estrutural. No mesmo ano, outro foi submetido a um reforço estrutural nos pilares do edifício garagem, após a ruptura das extremidades de alguns (Figura 1.2).



Figura 1.2 – Ruptura na extremidade do pilar em um edifício

Fonte: <http://blogdoerivan.blogspot.com.br/2011/10/um-predio-bem-projetado-nao-cai-nem-sob.html>

Os problemas de desempenho das construções poderiam ser evitados com materiais, técnicas, procedimentos e normas adequadas. A recuperação e a melhoria da qualidade das construções dependem do estudo das patologias e dos processos de reabilitação e manutenção das estruturas. As metodologias existentes ainda são pouco difundidas, por isso de modo geral, os conhecimentos empíricos norteiam os métodos e técnicas de reabilitação, o que justifica o desenvolvimento de pesquisas sobre o comportamento estrutural de elementos reabilitados de concreto armado.

Atualmente a pesquisa sobre Reabilitação de Estruturas tem passado por mudanças significativas, em virtude do surgimento de novas técnicas como a utilização de concretos de alto desempenho e dos polímeros reforçados com fibras. O reforço de elementos estruturais com concreto armado ainda é muito utilizado devido suas vantagens econômicas e ao tempo de execução inferior quando comparado com outros métodos. No entanto, por resultar em elementos finais com dimensões muito superiores as iniciais do que as previstas em projetos, por vezes este método se torna inviável.

O crescimento do estudo sobre o reforço de pilares de concreto armado é motivado pela importância deste elemento estrutural, visto que quando externos e de concreto aparente, são suscetíveis 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 a utilização da estrutura.

Os mecanismos resistentes associados às principais técnicas de reforço de pilares são:

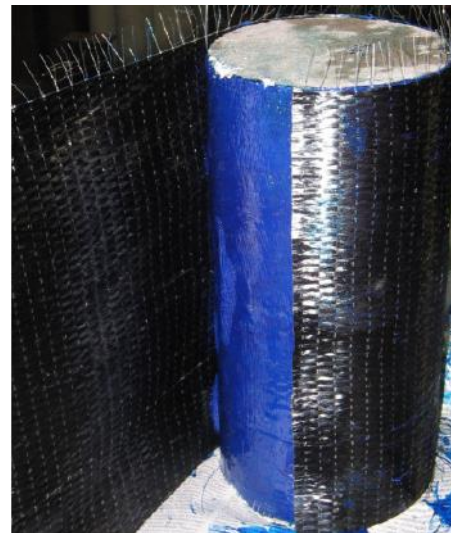
a) *Aumento da seção transversal*: Acréscimo de materiais que proporcionam esforços resistentes na mesma direção do esforço solicitante principal, e que, portanto incrementam diretamente a capacidade portante do pilar, como camisas de concreto, de acordo com a Figura 1.2 (a).

b) *Confinamento do concreto*: Aumento da resistência do concreto pela introdução de pressões laterais de confinamento a exemplo do encamisamento com compósitos de fibra de carbono, mostrado na Figura 1.2 (b).

c) *Interação de componentes*: Atuação solidária entre substrato (pilar original) e reforço por mecanismos adequados de transferência de esforços. No caso de encamisamento com concreto e armadura transversal adequada, há contribuição do material acrescentado, do pilar original (núcleo) e do efeito do confinamento.



(a) Aumento de seção transversal (JULIO *et al.*,2003)



(b) Encamisamento CFRP

Figura 1.3 – Técnicas de Reforço

1.2 JUSTIFICATIVA

A existência de diversas técnicas de reforço de pilares abrange vantagens e desvantagens. O reforço com o aumento da seção transversal apresenta facilidade de execução, no entanto a seção final das peças pode apresentar dimensões bem maiores que as previstas no projeto. O reforço de pilares com PRF, de seção transversal retangular, apresenta grandes problemas de eficiência em função da forma da sua seção transversal, no entanto o aumento da capacidade resistente final da peça é considerável sem provocar o aumento da seção transversal. O reforço com concreto armado é uma das técnicas mais econômica e mais utilizada, no entanto

em alguns casos aumenta consideravelmente o tamanho da seção transversal da estrutura, o estudo mais aprofundado dessa técnica e o aprimoramento da metodologia facilitariam e aumentariam as vantagens da utilização deste método.

1.3 OBJETIVOS

Diante da ausência de metodologia e da relevância do tema apresentado este trabalho tem como objetivo geral contribuir com a avaliação do reforço de pilares por encamisamento (aumento da seção transversal) e com a análise dos sistemas de ensaio.

Metas específicas podem ser estabelecidas como referência inicial:

- Estudar o comportamento estrutural e a eficiência do reforço de pilares por encamisamento total e parcial com concreto armado, submetidos à compressão axial e à flexo compressão;
- Avaliar a eficiência dos métodos de ensaios existentes na literatura no que diz respeito às características das extremidades dos pilares e sua capacidade de distribuição de tensões;
- Analisar o efeito decorrente do confinamento ou da restrição das deformações laterais do concreto na resistência última do pilar, pela variação do espaçamento dos estribos;
- Analisar a eficiência das armaduras de fretagem e dos trechos de viga quanto à distribuição das tensões nas extremidades dos pilares durante os ensaios.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos, incluindo este introdutório.

No *Capítulo 2* é apresentada a revisão bibliográfica abordando os trabalhos afins já realizados.

Será apresentado no *Capítulo 3* o programa experimental de caracterização dos pilares, a instrumentação para monitorações das deformações, deslocamentos e cargas últimas dos pilares.

No *Capítulo 4* são apresentados os resultados experimentais do comportamento dos pilares e da caracterização mecânica do concreto e do aço e as comparações de desempenho de cada série.

No *Capítulo 5* são analisados os resultados obtidos nos ensaios dos pilares de cada série.

No *Capítulo 6* são feitas as conclusões observadas a partir dos resultados da pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

A escolha da melhor metodologia a ser empregada diante do problema patológico depende exclusivamente do total conhecimento das razões do mesmo. Atualmente existem diversas formas de se reparar uma estrutura de concreto danificada, e neste capítulo serão abordados estes tipos de reforço. Assim como trataremos dos efeitos de confinamento em pilares de concreto armado produzido pelas armaduras transversais. Para entender melhor alguns conceitos utilizados na área de *Patologia e Terapia de Estruturas* e o tipo de intervenção a que a estrutura está sendo submetida, apresentam-se as seguintes definições, de acordo com CEB 162 (FIP, 1983):

- *Avaliação*: processo de verificação das condições físicas e ambientais, das características mecânicas e do desempenho efetivo de uma estrutura.
- *Durabilidade*: é a aptidão de uma construção em desempenhar as funções para as quais foi concebida durante um determinado período de tempo, sem que, para isso, sejam necessários gastos imprevistos para manutenção e reabilitação.
- *Reparo*: é a correção localizada de problemas patológicos.
- *Recuperação*: é a correção dos problemas patológicos de forma a restituir total ou parcialmente o desempenho original da peça.
- *Reforço*: é a correção de problemas patológicos com aumento da resistência ou ampliação da capacidade portante da estrutura.
- *Reabilitação ou Intervenção*: abrange situações em geral, envolvendo tanto o reparo simples, como a recuperação e o reforço. Sendo assim, 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.

2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Nos pilares usuais de edifícios, predominam a força normal e o momento fletor, denominados “solicitações normais” por induzirem tensões normais à seção transversal da peça. Quando apenas forças normais solicitam o pilar, tem-se compressão centrada axial ou simples. Na

prática pilares sujeitos a forças axiais são raros. Em geral existe momento em virtude da rigidez da ligação ou excentricidade de força devido a imperfeições construtivas.

Na maioria dos casos, os pilares de edifícios são solicitados por ações excêntricas, de tal modo que para o dimensionamento do pilar há necessidade de se considerar uma excentricidade inicial (e). Geralmente os pilares de edifícios são submetidos à flexo compressão normal ou oblíqua, em função da consideração da vinculação das vigas com os pilares e das posições destas em relação aos eixos principais da seção transversal dos pilares.

Um pilar está sujeito à flexo-compressão normal quando se tem apenas um momento fletor atuando num dos seus planos principais. Quando o pilar é solicitado pela ação simultânea de uma força normal e um momento fletor agindo em um plano inclinado em relação aos planos principais do pilar tem-se uma flexo-compressão oblíqua, que pode ser decomposto em dois momentos fletores agindo segundo os eixos principais da seção transversal. Os pilares de extremidade de edifícios são calculados à flexo-compressão normal e os de canto à flexo-compressão oblíqua.

2.2.1 Situações de projeto

Em uma edificação, os pilares são classificados quanto a sua posição na estrutura. Podendo ser pilares internos, pilares de extremidade ou de borda e pilares de canto. A Figura 2.1 mostra um exemplo de arranjo de pilares de edifícios em planta.

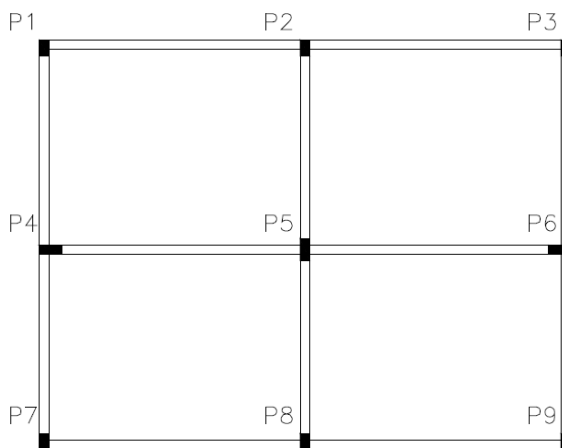


Figura 2.1 – Exemplo de arranjo de pilares de edifícios (MELO, 2009)

Os pilares internos são responsáveis por apoiarem as vigas de forma intermediária, como mostrado na Figura 2.2. Os momentos nestes pilares são pequenos e em geral podem ser desprezados. Portanto, considera-se que esses pilares estão submetidos à compressão centrada, contudo devem-se considerar falhas construtivas que podem levar ao surgimento de momentos.

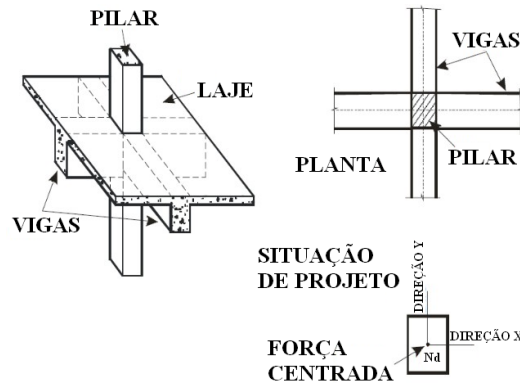


Figura 2.2 – Arranjo estrutural e situação de projeto de Pilares Internos (OMAR *et al.*, 2010)

Os pilares de extremidade ou de borda estão posicionados nas bordas dos edifícios, como mostrado na Figura 2.3, neste caso tem-se a flexo-compressão normal. No topo e na base dos pilares ocorrem excentricidades e_1 de 1ª ordem, oriundas dos momentos fletores de 1ª ordem M_A e M_B , com os valores determinados de acordo com as Equações 1 e 2.

$$e_{1,A} = \frac{M_A}{N_d} \quad \text{(Equação 1)}$$

$$e_{1,B} = \frac{M_B}{N_d} \quad \text{(Equação 2)}$$

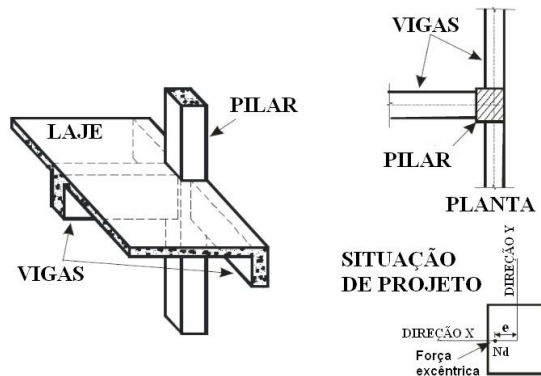


Figura 2.3 – Arranjo estrutural e situação de projeto de pilares de extremidade (OMAR *et al.*, 2010)

Os pilares de canto mostrados na Figura 2.4, estão submetidos à flexo-compressão composta oblíqua, que decorre da interrupção das vigas perpendiculares às bordas do pilar. Existem, portanto, os momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem nas extremidades do pilar, nas suas duas direções. Esses momentos podem ser calculados da forma como apresentado nos pilares de extremidade. Nas seções do topo e da base dos pilares de canto ocorrem excentricidades e_1 de 1ª ordem nas duas direções do pilar.

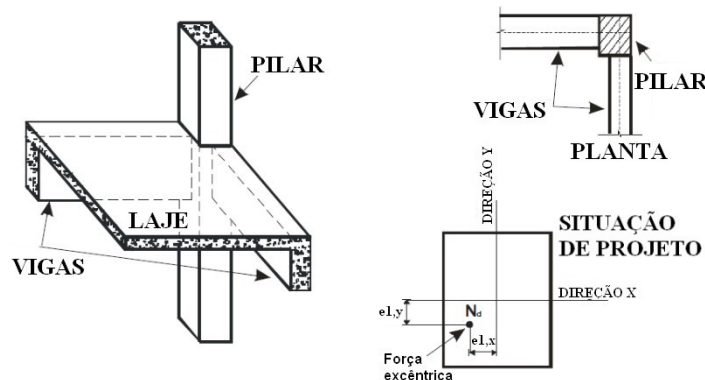


Figura 2.4 – Arranjo estrutural e situação de projeto de pilares de canto (OMAR *et al.*, 2010)

2.3 DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO NBR 6118 (ABNT, 2007)

De acordo com a definição da NBR 6118 (ABNT, 2007), pilar é todo elemento linear de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Todas as recomendações referentes aos pilares são válidas nos casos em que a maior dimensão da seção transversal não exceda cinco vezes a menor dimensão ($h \leq 5b$). Quando esta condição não for satisfeita, o pilar deve ser tratado como pilar parede. Deve-se observar, que a norma não aceita o dimensionamento de pilares para carregamento axial.

2.3.1 Características geométricas

A NBR 6118 (ABNT, 2007) impõe limites para dimensões de pilares, com o objetivo de evitar um desempenho inaceitável para os elementos estruturais e propiciar condições de execução adequadas. A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 190 mm. A NBR 6118 (ABNT, 2007) permite para casos especiais a consideração de dimensões entre 120 mm e 190 mm, desde que as ações consideradas no dimensionamento sejam multiplicadas por um coeficiente

adicional γ_n . A Tabela 2.1 mostra os valores do coeficiente adicional γ_n utilizado para majorar os esforços solicitantes finais de cálculo.

Tabela 2.1 - Valores do coeficiente adicional γ_n NBR 6118 (ABNT, 2007)

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b;$$

b : é a menor dimensão da seção transversal do pilar, em metros.

2.3.2 Esbeltez

É um fenômeno de instabilidade que pode causar a ruptura do pilar antes mesmo de que sua resistência á compressão seja alcançada. Para considerar os efeitos da flambagem é necessária a determinação do índice de esbeltez λ , que irá determinar se o pilar é esbelto ou não, e se deve ser calculado levando-se em consideração os efeitos de segunda ordem conforme Equação 3.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \quad \text{(Equação 3)}$$

Onde:

l_e : comprimento efetivo ou de flambagem do pilar;

i : raio de giração da peça;

I : momento de inércia na direção considerada;

A_c : seção transversal do pilar, adotada igual à área de concreto

O comprimento equivalente l_e do elemento comprimido (pilar), suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos valores indicados pela Equação 4:

$$l_e \leq \left\{ \begin{matrix} l_o + h \\ l \end{matrix} \right\} \quad \text{(Equação 4)}$$

Onde:

l_o é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado

O valor do comprimento de flambagem pode assumir outros valores dependendo das condições de vínculos nas extremidades dos pilares de concreto armado. A Figura 2.5 mostra diversas opções de cálculo do comprimento de flambagem de pilares. A utilização dessas alternativas deve ser justificada de acordo com os vínculos e rizezas nas ligações pilar/viga de extremidade.

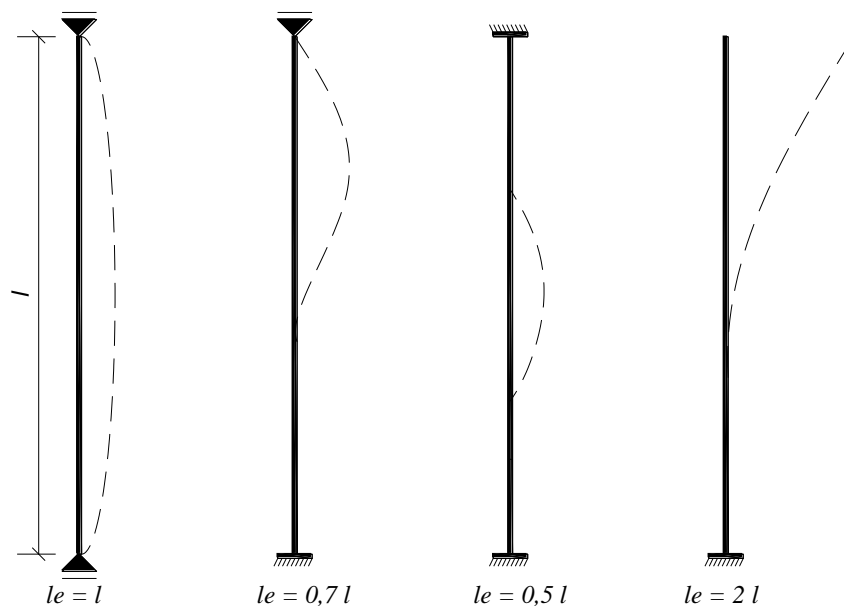


Figura 2.5 – Comprimentos de flambagem usuais em projeto (WIGHT e MACGREGOR, 2009)

A NBR 6118 (ABNT, 2007) determina limites para o índice de esbeltez dos pilares para a necessidade ou não de cálculo dos efeitos de segunda ordem e fluência. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

De acordo com o índice de esbeltez λ , os pilares podem ser classificados como:

$\lambda \leq \lambda_1$: Pilares curtos;

$\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$: Pilares medianamente esbeltos;

$90 \leq \lambda \leq 200$: Pilares esbeltos.

O valor de λ_1 pode ser calculado pela Equação 5:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/h}{\alpha_b} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde o valor de α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

- Para pilares bi apoiados sem forças transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (\text{Equação 6})$$

Sendo que $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$

Onde:

M_A e M_B : momentos de primeira ordem nos extremos do pilar. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar bi apoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo em caso contrário.

- Para pilares bi apoiados com forças transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0 \quad (\text{Equação 7})$$

- Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (\text{Equação 8})$$

Sendo que $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$

Onde:

M_A é o momento de primeira ordem no engaste;

M_C é o momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço.

A NBR 6118 (ABNT, 2007) prevê que os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ($\lambda \leq 200$). Apenas em casos de postes com força normal menor que $0,10 \cdot f_{cd} \cdot A_c$, o índice de esbeltez pode ser maior que 200.

2.3.3 Armaduras longitudinais e transversais

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), os diâmetros das barras longitudinais devem obedecer a seguinte relação:

$$10mm \leq \phi_l \leq \frac{b}{8} \quad (\text{Equação 9})$$

Sendo:

ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar.

A taxa de armadura longitudinal de pilares, referida à área da seção transversal, é definida pela Equação 10, e o valor mínimo é definido pela Equação 11:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (\text{Equação 10})$$

$$\rho_{\min} = 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0,4\%A_c \quad (\text{Equação 11})$$

A armadura máxima, limitada a 8% da área real da seção, deve ser respeitada inclusive nas regiões de transpasse, onde ocorrem as emendas, e o coeficiente de Poisson (ν) é tomado como 0,2. Assim a área de aço máxima permitida é definida pela Equação 12.

$$A_{S,máx,tot} = 8,0\% \quad (\text{Equação 12})$$

As armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal de forma a garantir adequada resistência do elemento estrutural. Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; em seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro. A Figura 2.6 mostra o número mínimo de barras longitudinais para diversas seções transversais e suas disposições.

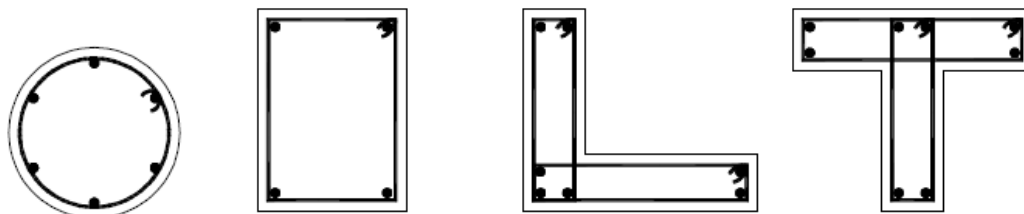


Figura 2.6 – Disposições das barras longitudinais mínimas para diversas seções

O espaçamento mínimo entre as barras longitudinais de pilares, medido no plano da seção e fora da região das emendas não deve ultrapassar o menor dos dois valores: 400 mm e duas vezes a menor dimensão da seção. Não deve ser também, inferior ao maior dos valores: 20 mm, o diâmetro da barra e 1,2 vezes o diâmetro máximo do agregado. A armadura transversal de pilares deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória a colocação na região de cruzamento de vigas e lajes, e deve ser calculada de forma a garantir o posicionamento das barras e impedir a flambagem das barras longitudinais, garantir a costura das emendas das barras. Deve também resistir às tensões de tração decorrentes de mudanças de direção das tensões, resistir às tensões de tração devido à força cortante, confinar o concreto e obter uma peça mais resistente ou dúctil.

O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da armadura longitudinal. O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção paralela ao eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores: 200 mm, menor dimensão da seção, 24ϕ para CA-25 e 12ϕ para CA-50. Quando houver necessidade de

armaduras transversais para forças cortantes e torção, esses valores devem ser comparados com os mínimos especificados, adotando-se o menor dos limites.

2.3.4 Dimensionamento de elementos lineares

As seguintes hipóteses básicas são consideradas na análise dos esforços resistentes de uma seção transversal: as seções transversais permanecem planas após a deformação, é considerada que a deformação do concreto é a mesma da barra no seu entorno. A tensão nas armaduras é obtida a partir do diagrama tensão-deformação simplificado, mostrado na Figura 2.7, sendo aplicado tanto para a tração quanto para compressão.

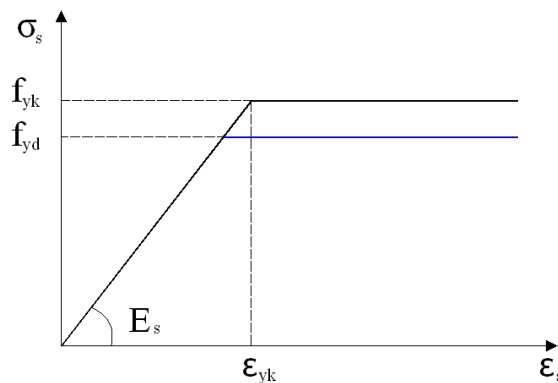


Figura 2.7 – Diagrama tensão deformação do aço NBR 6118 (ABNT, 2007)

As tensões de tração no concreto podem ser desprezadas e a distribuição das tensões de compressão no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola retângulo mostrado na Figura 2.8 com tensão de cálculo igual a $0,85 \cdot f_{cd}$. Para análises no Estado Limite Último, pode ser empregado o diagrama tensão-deformação da Figura 2.8.

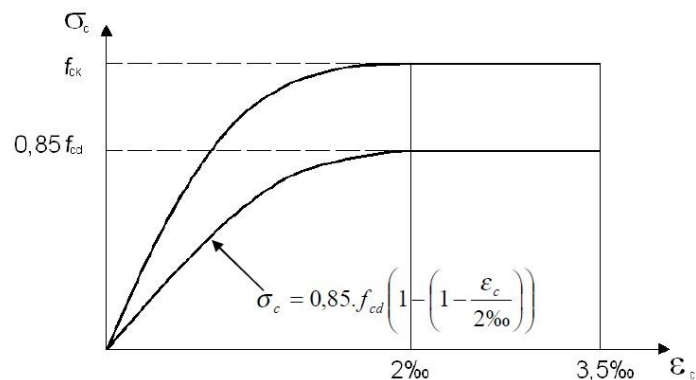


Figura 2.8 – Diagrama parábola retângulo NBR 6118 (ABNT, 2007)

Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de altura $0,8 \cdot x$ (onde x é a profundidade da linha neutra), com a tensão de $0,85 \cdot f_{cd}$, no caso da largura da seção medida

paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir dessa para borda comprimida, e $0.8 \cdot f_{cd}$ caso contrário. O Estado Limite Último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios mostrados na Figura 2.9.

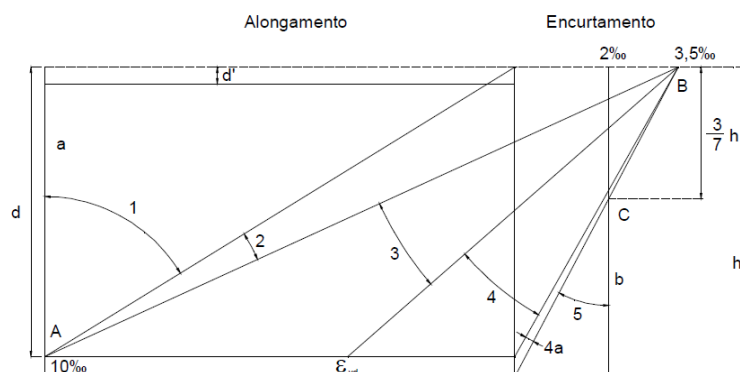


Figura 2.9 – Domínios de ruptura

No estado de ruptura convencional por deformação plástica excessiva, a reta “a” representa uma tração uniforme, o domínio 1 representa a flexo-tração sem compressão e o domínio 2 representa a flexão simples ou a flexo-compressão sem ruptura à compressão do concreto. No estado de ruptura convencional por encurtamento limite do concreto, o domínio 3 representa a flexão simples ou a flexo-compressão (seção subarmada) com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço, o domínio 4 representa a flexão simples ou a flexo-compressão (seção superarmada) com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento. O domínio 4a representa a flexão simples ou a flexo-compressão com armaduras comprimidas, o domínio 5 representa a compressão não uniforme, e a reta “b” configura a compressão uniforme.

2.3.5 Compressão centrada

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), não se aceita dimensionamento de pilares para carga centrada em edifícios. No entanto neste trabalho, algumas peças foram ensaiadas à compressão centrada visando um estudo mais aprofundado neste campo. Deve-se observar que foram respeitados os critérios de dimensionamento previstos na norma quanto à taxa de armadura mínima e máxima e o índice de esbeltez das peças.

Para elementos lineares sujeitos a solicitações normais no estado limite último, no caso de pilares à compressão centrada são previstas as seguintes hipóteses.

- a) A resistência máxima do aço à compressão é limitada pelo encurtamento convencional de ruptura do concreto, tomado como 2‰.
- b) As tensões normais produzidas pela solicitação de compressão axial são supostamente distribuídas uniformemente na seção transversal.

O esforço normal de cálculo à compressão centrada equivalente, N_{sd} , deve ser resistido solidariamente pelo concreto e pelo aço, a Figura 2.10 mostra um pilar submetido à carga centrada. Admite-se que tensões em ambos os materiais são uniformes, com as correspondentes parcelas resistentes sendo obtidas da multiplicação das resistências máximas de cálculo dos materiais pelas respectivas áreas. No dimensionamento ao estado limite último, a ruptura do pilar ocorre por esmagamento do concreto, quando atingido seu encurtamento (C_l) limite de 2‰.

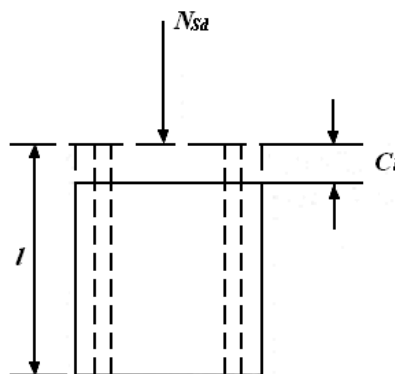


Figura 2.10 – Pilar submetido à carga centrada

A segurança do pilar a ruptura no estado limite último por compressão centrada estará garantida se for atendida a equação fundamental do equilíbrio:

$$N_{Rk} = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c + f_{yk} \cdot A_s \quad (\text{Equação 23})$$

Onde:

N_{Rk} é a força normal resistente característica;

f_{ck} é a resistência do concreto à compressão;

A_c é a área da seção transversal de concreto comprimido;

f_{ys} é a tensão de escoamento do aço;

A_s é a área da seção de aço.

2.3.6 Flexo compressão

Para estimar a resistência à flexo compressão, será utilizado o Método do Diagrama de Interação, segundo WIGHT e MACGREGOR (2009), desenvolvido através dos pressupostos básicos e simplificados do ACI 318 (ACI, 2008). Considerando a seção transversal dos pilares, com 3 camadas de armadura distribuída, conforme Figura 2.11.

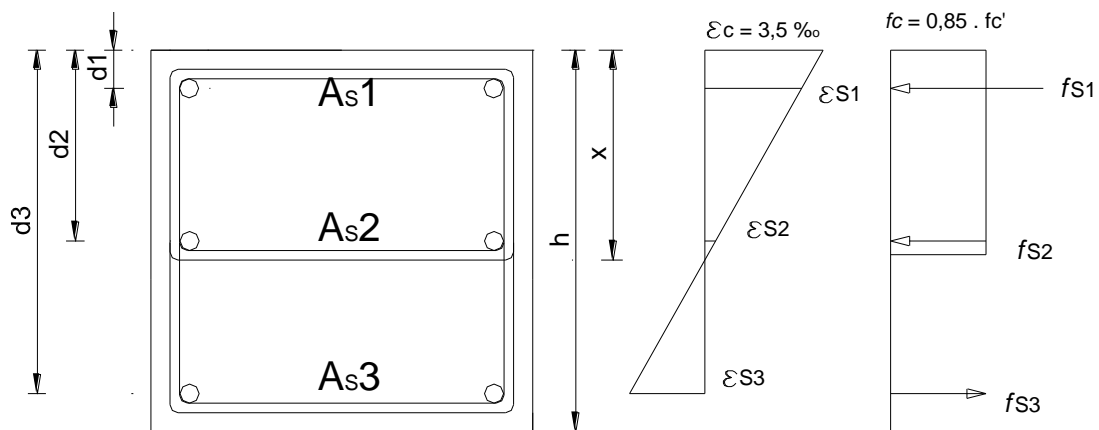


Figura 2.11 – Seção transversal, deformações das camadas de aço e suas tensões.

A distribuição adotada para as deformações considera uma deformação máxima do concreto de 3,5‰ e um valor de 2,62‰ para a armadura tracionada As_3 . Para a distribuição de deformações adotada, o valor de x pode ser determinado pela Equação 24, e o valor da deformação de uma determinada camada de armadura será obtido em função de x . Deve ser observado que valores negativos de deformação indicam que a referida camada foi assumida tracionada.

$$x = \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \right) \cdot d_3 \quad (\text{Equação 24})$$

A altura do retângulo de compressão (a) é definida pela Equação 25.

$$a = 0,85 \cdot x \quad (\text{Equação 25})$$

A deformação para a camada 1 (ε_{s1}) será calculada, de acordo com a Equação 26, e para camada 2 (ε_{s2}) de acordo com Equação 27. Valores negativos indicam tração nas barras da referida camada da armadura.

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{d_3 - d_1}{d_3} \right) \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_{s3}) - \varepsilon_{s3} \quad (\text{Equação 26})$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{d_3 - d_2}{d_3} \right) \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_{s3}) - \varepsilon_{s3} \quad (\text{Equação 27})$$

A tensão em cada camada da armadura pode ser calculada pela Equação 28.

$$f_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_s \quad (\text{Equação 28})$$

De acordo com o exposto na Figura 2.11 a resultante de compressão do concreto pode ser estimada de acordo com a Equação 29. O valor da resultante atuante em cada camada da armadura será determinado através da Equação 30.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (\text{Equação 29})$$

$$F_{si} = f_{si} \cdot A_{si} \quad (\text{Equação 30})$$

A carga centrada máxima que poderá ser aplicada ao pilar corresponde àquela obtida com a Equação 31. No caso de tração axial, a parcela resistente do concreto deve ser desprezada.

$$P_{RK} = C_c + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad (\text{Equação 31})$$

O momento resistente do pilar considerando seu eixo de rotação, é determinado pela Equação 32.

$$M_{RK} = C_C \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^n F_{si} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i\right) \quad (\text{Equação 32})$$

2.3.7 Pilares com cargas axiais excêntricas

Segundo TIMOSHENKO e GERE (1984) para conhecer melhor o comportamento de pilares, deve-se considerar inicialmente, um pilar esbelto, submetido a cargas axiais, P, aplicadas excêntricamente, como mostra a Figura 2.12. O pilar é articulado em suas extremidades e a excentricidade “e” é medida do centro de gravidade da seção transversal até a linha de ação das forças axiais. Admitindo-se que xy seja o plano de simetria do pilar, observa-se que o mesmo defletirá neste plano.

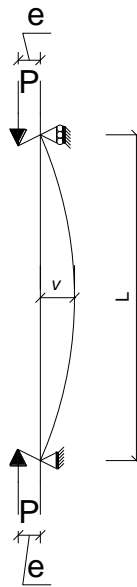


Figura 2.12 – Pilar com carga axial excêntrica

O momento fletor no pilar, à distância x da sua extremidade inferior é determinado pela Equação 33.

$$M = P(e + v) \quad (\text{Equação 33})$$

Onde v é a flexão lateral do pilar na direção y . O sinal do momento fletor na equação segue a convenção adotada previamente.

2.4 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO

2.4.1 ADORNO (2004)

ADORNO (2004) desenvolveu um trabalho teórico-experimental de pilares de concreto armado de seção retangular submetidos à flexo-compressão normal, com a finalidade de comprovar o método desenvolvido por MELLO (2003). O concreto apresentou uma resistência em torno de 40 MPa e o programa experimental foi composto de 12 pilares, divididos em duas séries: PSA e PCA4. A série PSA foi composta de quatro pilares e a PCA4 foi composta de oito pilares. Todos os pilares possuíam uma seção transversal retangular de (250×120) mm², com o momento fletor atuando na menor inércia da seção. Os espaçamentos entre as barras e o cobrimento mínimo seguiram as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). A Figura 2.13 mostra as dimensões dos pilares ensaiados.

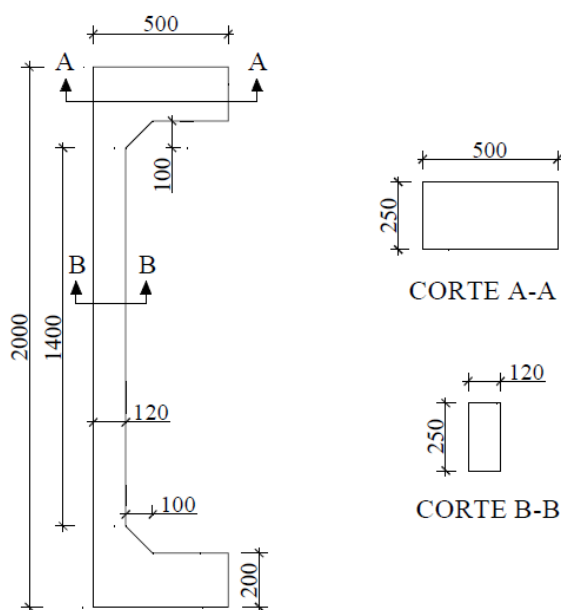


Figura 2.13 – Dimensões dos pilares (ADORNO, 2004)

Os pilares da série PSA não possuíam armadura longitudinal e foram armados apenas nas extremidades com uma armadura de fretagem com diâmetro de 5 mm, semelhante à adotada por VANDERLEI (1999) para evitar uma ruína localizada nessas regiões. Os pilares da série PCA4 foram armados com quatro barras longitudinais de 10 mm de diâmetro e armadura transversal composta de estribos de 5 mm de espessura, espaçados a cada 100 mm, na região

central e 5 cm na região próxima às extremidades. A Tabela 2.2, a seguir, mostra as características e identificação dos pilares ensaiados.

Tabela 2.2 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ADORNO, 2004)

Série	Denominação	Excentricidade (mm)	A_s (mm ²)	Armadura Transversal
PSA	PSA – 15a	15	0	-
	PSA – 15b	15		
	PSA – 20	20		
	PSA – 30	30		
PCA4	PCA4 – 15(2)	15	314 (4 ϕ 10)	ϕ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4 – 15a	15		
	PCA4 – 15b	15		
	PCA4 – 20	20		
	PCA4 – 25	25		
	PCA4 – 30a	30		
	PCA4 – 30b	30		

Os pilares possuíam 2 consolos, um na base e um no topo, com o objetivo de permitir a aplicação e transmissão da força excêntrica para o pilar e provocar um momento fletor na região central. Os consolos foram projetados de modo a evitar uma ruína localizada, tomando-se por base as recomendações de FUSCO (1995) para o dimensionamento. O detalhamento da armadura dos pilares da Série PSA é mostrado na Figura 2.14 e o detalhamento da armadura dos pilares da Série PCA4 é mostrado na Figura 2.15.

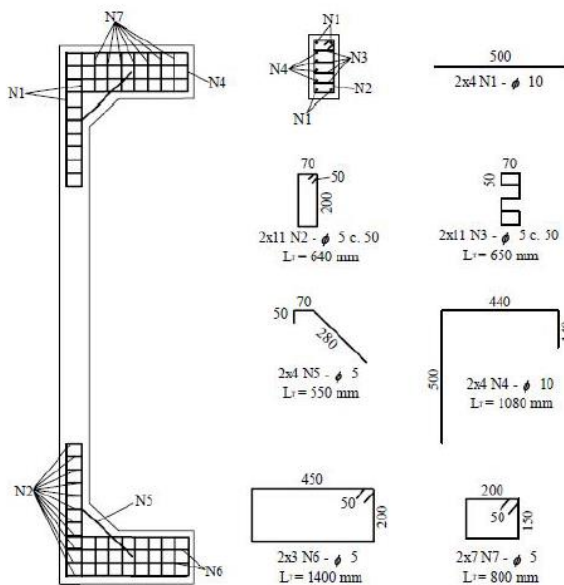


Figura 2.14 – Detalhamento das armaduras da Série PSA (ADORNO, 2004)

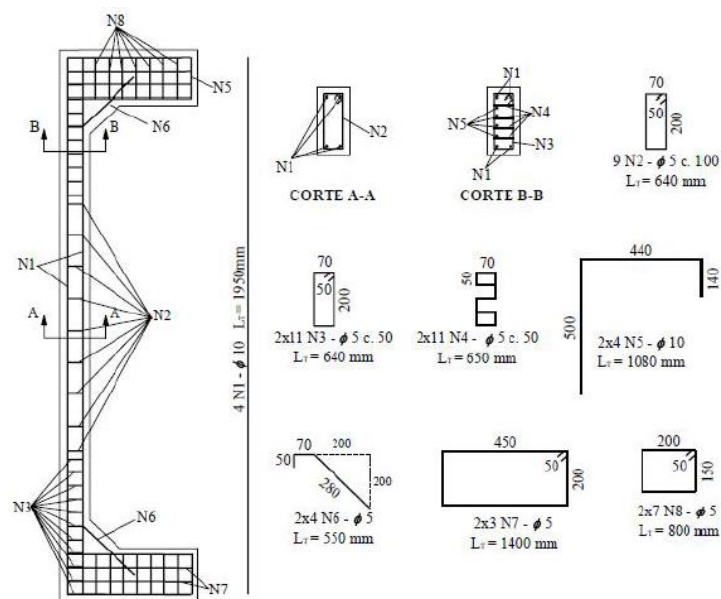


Figura 2.15 – Detalhamento das armaduras da Série PCA4 (ADORNO, 2004)

O modelo adotado foi do tipo bi-articulado, com excentricidades iguais nas duas extremidades, com uma altura total de 200 cm. O esquema de aplicação de forças inicial foi baseado nos ensaios de IBRAHIM e MACGREGOR (1996), utilizando-se um modelo piloto, o qual era aplicada uma força centrada juntamente com uma força excêntrica, e que foi abandonado por não apresentar bons resultados. Para os demais pilares foi utilizado um sistema de aplicação de forças, sendo que a excentricidade era atendida apenas deslocando-se o ponto de aplicação da força em relação ao eixo central do pilar, apresentando melhores resultados. A Figura 2.16 mostra o esquema de aplicação de forças utilizado por ADORNO (2004).

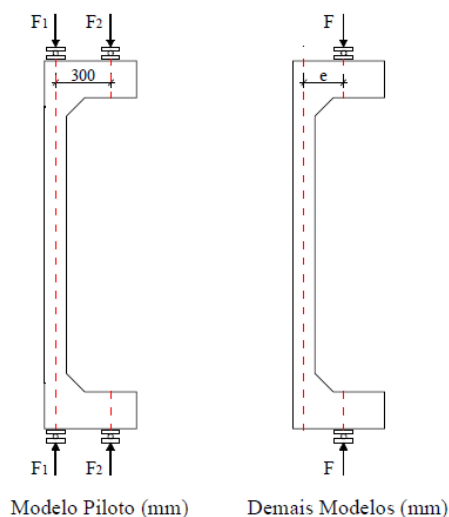


Figura 2.16 – Esquema de ensaio (ADORNO, 2004)

A armadura longitudinal foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência nas quatro barras, com dois extensômetros cada, e a armadura transversal foi instrumentada com um extensômetro cada uma, posicionado entre as barras longitudinais. Apenas o modelo piloto foi instrumentado em mais duas seções: 100 mm e 300 mm da seção à meia altura do pilar, com extensômetros posicionados em uma barra da seção comprimida e uma barra da seção tracionada ou menos comprimida, com dois extensômetros cada. Os deslocamentos foram obtidos com a utilização de 10 relógios comparadores digitais, com precisão de 0,01 mm e leitura máxima de 10 mm, utilizados para medir os deslocamentos verticais e horizontais dos modelos durante os ensaios. A Tabela 2.3 mostra o resumo dos resultados experimentais dos pilares ensaiados por ADORNO (2004).

Tabela 2.3 – Resultados experimentais (ADORNO, 2004)

Série	Pilar	f_c (MPa)	F_u (kN)	e_i (mm)	e_{final} (mm)	M_u (kN.mm)
PSA	PSA – 15a	42,4	677	15	15	10.155
	PSA – 15b	55,2	653	15	18,92	12.355
	PSA – 20	51,7	389	20	20	7.780
	PSA – 30	50,5	303	30	30	9.090
PCA4	PCA4 – 15(2)	31,5	421	15	47,85	20.145
	PCA4 – 15a	38,8	553	15	35,02	19.366
	PCA4 – 15b	40,2	566	15	30,83	17.450
	PCA4 – 20	40,7	460	20	31,20	14.352
	PCA4 – 25	42,1	360	25	35,95	12.942
	PCA4 – 30a	40,5	291	30	48,04	13.980
	PCA4 – 30b	41,3	298	30	47,15	14.051
f_c – Resistência do concreto no dia do ensaio F_u – Carga última do pilar e_i – Excentricidade inicial e_{final} – Excentricidade Final M_u – Momento último						

Analisando as cargas últimas é possível observar que os pilares da série PSA romperam com carga superior aos pilares da série PCA, em virtude do aumento da resistência a compressão do concreto nesta série. Os valores das forças e dos momentos experimentais foram calculados através das deformações do aço e do concreto em função da curva de tensão deformação e comparados com os valores teóricos propostos pelo método de MELLO (2003). Segundo ADORNO (2004), a variação da excentricidade inicial da força solicitante e da taxa de armadura longitudinal pouco influenciou na tensão de tração crítica que foi comprovado com a fissuração em estágio de carregamento avançado dos pilares com menor excentricidade inicial. ADORNO (2004) concluiu que os modelos ensaiados mantiveram a proporcionalidade entre a deformação longitudinal e em um determinado ponto e a distância da linha neutra até a ruptura, confirmando a validade do princípio de Bernoulli, de que as seções transversais planas permanecem planas na peça deformada.

2.4.2 MELO (2009)

MELO (2009) desenvolveu um estudo experimental e numérico do comportamento até a ruína de pilares bi rotulados de concreto armado, submetidos à flexo-compressão normal. Com o objetivo de dar continuidade ao trabalho desenvolvido por ADORNO (2004), foram utilizados pilares com a mesma seção transversal e mesma taxa de armadura. O programa experimental foi composto por 24 pilares, divididos em três séries de acordo com a altura das peças. O concreto apresentou uma resistência em torno de 40 MPa e taxa geométrica de armadura longitudinal de 1,57%. A principal variável foi a excentricidade da força aplicada na direção de menor inércia da seção transversal. Os pilares possuíam seção transversal de (250 x 120) mm², os espaçamentos entre as barras e o cobrimento mínimo seguiram as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007). A Figura 2.17 mostra as dimensões dos pilares ensaiados.

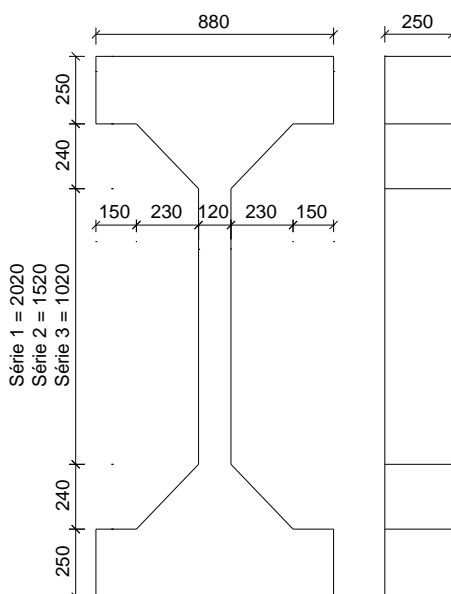


Figura 2.17 – Dimensões dos pilares ensaiados (MELO 2009)

Para permitir a aplicação de força excêntrica, os pilares possuíam quatro consolos, sendo dois na base e dois no topo. Diferentemente do utilizado por ADORNO (2004) o esquema adotado foi utilizado para analisar a rotação do pilar na base e no topo, e para facilitar o transporte do pilar, devido à simetria, e facilitando a colocação do pilar no pórtico de ensaios. A Tabela 2.4, a seguir, mostra as características e identificação dos pilares ensaiados.

Tabela 2.4 – Características e identificação dos pilares ensaiados (MELO, 2009)

Série	Pilares	e (mm)	e/h	λ	L (mm)	A_c (mm ²)	A_s (mm ²)	ρ (%)
1	PFN 0-3	0	0	92,7	3000			
	PFN 6-3	6	0,05					
	PFN 12-3	12	0,10					
	PFN 15-3	15	0,13					
	PFN 18-3	18	0,15					
	PFN 24-3	24	0,20					
	PFN 30-3	30	0,25					
	PFN 40-3	40	0,33					
	PFN 50-3	50	0,42					
	PFN 60-3	60	0,50					
2	PFN 0-2,5	0	0	71,5	2500	30000	471	1,57
	PFN 15-2,5	15	0,13					
	PFN 24-2,5	24	0,20					
	PFN 30-2,5	30	0,25					
	PFN 40-2,5	40	0,33					
	PFN 50-2,5	50	0,42					
	PFN 60-2,5	60	0,50					
3	PFN 0-2	0	0	52,2	2000			
	PFN 15-2	15	0,13					
	PFN 24-2	24	0,20					
	PFN 30-2	30	0,25					
	PFN 40-2	40	0,33					
	PFN 50-2	50	0,42					
	PFN 60-2	60	0,50					

MELO (2009) ressalta que os pilares sob força centrada apresentam a mesma nomenclatura devido à dificuldade de se ensaiar pilares sob força centrada, visto que sempre apresentam excentricidades, mesmo que pequenas, devido a imprecisões na centralização do carregamento e imperfeições geométricas no pilar. Foi utilizada uma armadura nas extremidades do pilar semelhante à adotada por ADORNO (2004). A Figura 2.18 mostra o detalhamento da armadura utilizada nos pilares.

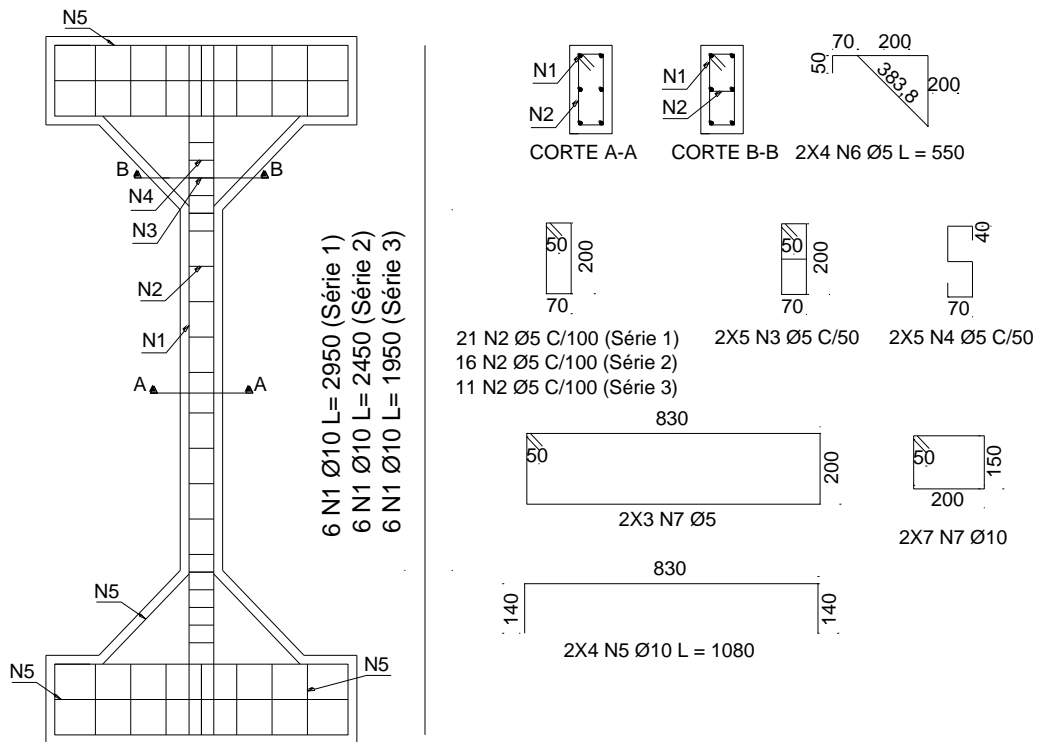


Figura 2.18 – Detalhamento da armadura dos pilares (MELO, 2009)

Durante os ensaios o momento último não foi computado devido a dificuldade da determinação da excentricidade última, visto que os incrementos de deslocamentos aumentam indefinidamente no instante da ruína. A Tabela 2.5 mostra os detalhes dos resultados dos pilares ensaiados.

Tabela 2.5 – Forças de ruína dos pilares ensaiados (MELO, 2009)

Série	Pilares	e (mm)	E_c (GPa)	f_c (MPa)	F_u (kN)
1	PFN 0-3	0	28,7	36,0	1053,0
	PFN 6-3	6	32,1	40,0	652,0
	PFN 12-3	12	32,1	40,0	535,0
	PFN 15-3	15	28,7	36,0	446,5
	PFN 18-3	18	30,6	40,0	460,5
	PFN 24-3	24	30,6	40,0	241,0
	PFN 30-3	30	31,5	34,0	254,8
	PFN 40-3	40	31,5	34,0	170,2
	PFN 50-3	50	31,1	38,0	155,0
	PFN 60-3	60	31,1	38,0	131,0
2	PFN 0-2,5	0	27,3*	45,8	1078,0
	PFN 15-2,5	15	30	43,1	670,4
	PFN 24-2,5	25	27,3	45,8	360,8
	PFN 30-2,5	30	30,5	41,6	336,0
	PFN 40-2,5	40	30,5	41,6	246,0
	PFN 50-2,5	50	30,5	41,6	201,2
	PFN 60-2,5	60	30	43,1	164,8
3	PFN 0-2	0	27,3*	45,8	1255,0
	PFN 15-2	15	20,6	38,5	662,0
	PFN 24-2	24	27,3*	45,8	456,0
	PFN 30-2	30	20,6	37,2	317,0
	PFN 40-2	40	20,6	37,2	294,4
	PFN 50-2	50	20,6	37,2	232,0
	PFN 60-2	60	20,6	38,5	198,4
*Módulo de elasticidade secante determinado a partir da resistência à compressão do concreto, usando a equação do CEB 1990 (FIP, 1993).					

Os resultados experimentais mostraram, em geral, um funcionamento adequado do sistema de ensaio, com pilares apresentando ruína à meia altura, como previsto, exceto para o pilar mais curto sob compressão centrada, que apresentou uma ruína localizada na extremidade do pilar por fendilhamento ou esmagamento do concreto. A principal variável dos ensaios realizados foi a excentricidade da força, que mostrou ter grande influência na capacidade de força dos pilares. Foi observada uma resposta não linear da capacidade resistente em função da esbeltez e excentricidade da aplicação da força nos pilares. MELO (2009) verificou que na medida em que se reduz a excentricidade inicial aplicada aumenta-se o conservadorismo das previsões de força para todos os métodos aproximados. Ressaltando que a medida que se reduz a excentricidade inicial as imperfeições geométricas passam a apresentar uma maior parcela na excentricidade inicial total aplicada. Portanto, é necessário realizar um estudo maior com pilares de excentricidade reduzida.

2.5 TÉCNICAS DE REFORÇO DE PILARES

Em geral quando se trata de reforço tem-se o intuito de aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais em decorrência de uma possível mudança na utilização da estrutura. Ao reforço também se atribui 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, de acordo com CÁNOVAS (1988). NASCIMENTO *et al.* (2012) afirma que o reforço de pilares do ponto de vista estrutural, é sempre mais preocupante que o reforço de vigas e lajes. Isto acontece porque, sendo o pilar o último elemento de sustentação da estrutura antes das fundações, tem que absorver cargas oriundas de diversos pavimentos.

2.5.1 Reforço com uso de PRF

Os polímeros reforçados com fibras (PRF) têm sido amplamente estudados no reforço de estruturas de concreto armado, devido à sua grande relação resistência x peso, imunidade à corrosão e facilidade de aplicação. Em muitos países o reforço em relação a cargas sísmicas é de grande importância sendo os PRF úteis também nestes casos. O reforço de pilares por encamisamento com tecidos de PRF é uma solução atrativa para o reforço de estruturas de concreto, possibilitando importantes acréscimos de resistência e ductilidade sem afetar significativamente a rigidez.

CARRAZEDO (2002) estudou o efeito do confinamento desenvolvido em pilares de concreto armado reforçados com compósitos de fibras de carbono, e verificou a influência das taxas de armaduras transversais e do número de camadas do compósito, sobre a capacidade resistente e na deformabilidade dos pilares. A Figura 2.21 mostra os modelos ensaiados por CARRAZEDO (2002)

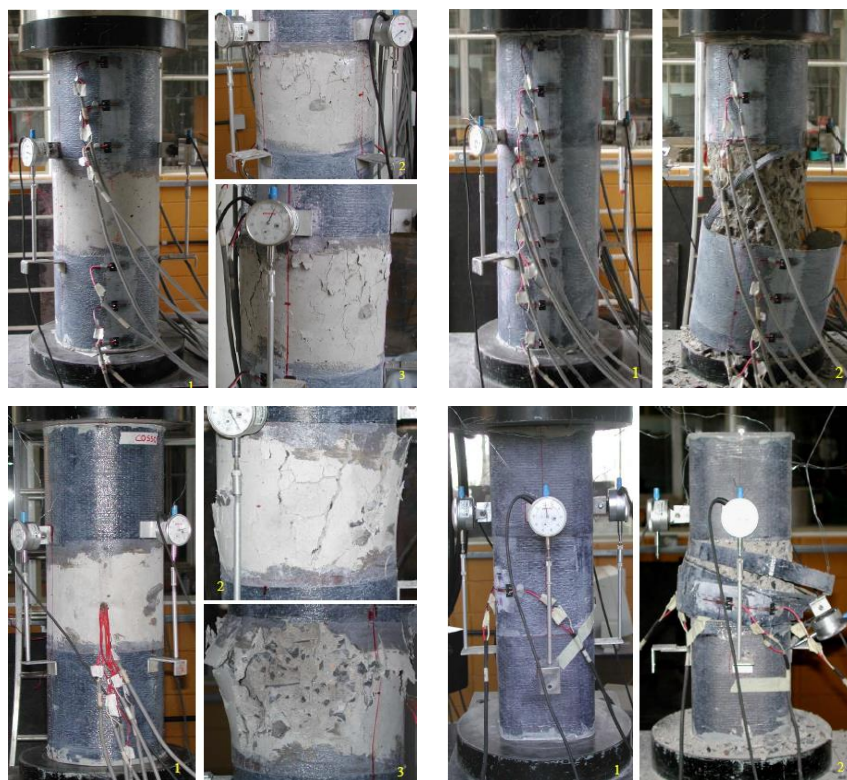


Figura 2.19 – Modelos ensaiados por CARRAZEDO (2002)

Segundo CARRAZEDO (2002), neste tipo de reforço o tipo de forma da seção transversal é uma característica importante visto que, para seções quadradas foi possível obter ganhos significativos de capacidade resistente por encamisamento com compósitos de fibra de carbono, desde que observado um raio mínimo de 3 cm de curvatura nos cantos do pilar, cerca de 60% dos obtidos em pilares circulares.

2.5.2 Reforço com uso de elementos metálicos

A técnica de reforço de elementos estruturais por perfis metálicos vem sendo empregada há muito tempo. Pode-se dizer que talvez seja uma das mais antigas dentro do campo dos reforços (CÁNOVAS, 1988) apud (OMAR *et al.*, 2010). O reforço de pilares com elementos metálicos é conhecido por sua rápida execução e viabilidade econômica. Essa técnica, em pilares, é feita por cantoneiras colocadas nos quatro cantos e unidas, lateralmente, entre si, por presilhas soldadas. As partes superior e inferior do reforço terminam em um capitel e base metálica, respectivamente, que, em geral, são formados também por cantoneiras verticais de reforço, perfis tipo “U”. Este tipo de reforço é menos frequente por existir maior peso em aço (CÁNOVAS, 1988) apud (OMAR *et al.*, 2010).

ZANATO *et al.*(1998) *apud* TAKEUTI (2003) realizou uma pesquisa com perfis metálicos e chapa coladas e chumbadas no reforço de pilares, sendo as suas observações para os diferentes tipos de reforço:

- com perfis metálicos: há problemas com as chapas transversinas, que têm como função diminuir o comprimento de flambagem dos perfis metálicos e da realização de capitéis na extremidade dos pilares;
- com chapas coladas: além de apresentar os problemas dos perfis metálicos, em situação de incêndio o elemento pode perder a capacidade portante conferida pelo reforço, entrando em colapso rapidamente;
- chapas chumbadas: também apresenta os problemas dos perfis metálicos, pois pelo fato de não utilizar resina o aumento na capacidade resistente não é elevado, por não haver uma aderência perfeita entre o núcleo e o reforço.

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 criteriosamente 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. Tal alternativa comentada por SOUZA e RIPPER (1998) já é utilizada na República Tcheca conforme CIRTEK (2001), onde foram reforçados mais de 5000 pilares de concreto armado utilizando duas técnicas de reforço com elementos metálicos, conforme Figura 2.22.

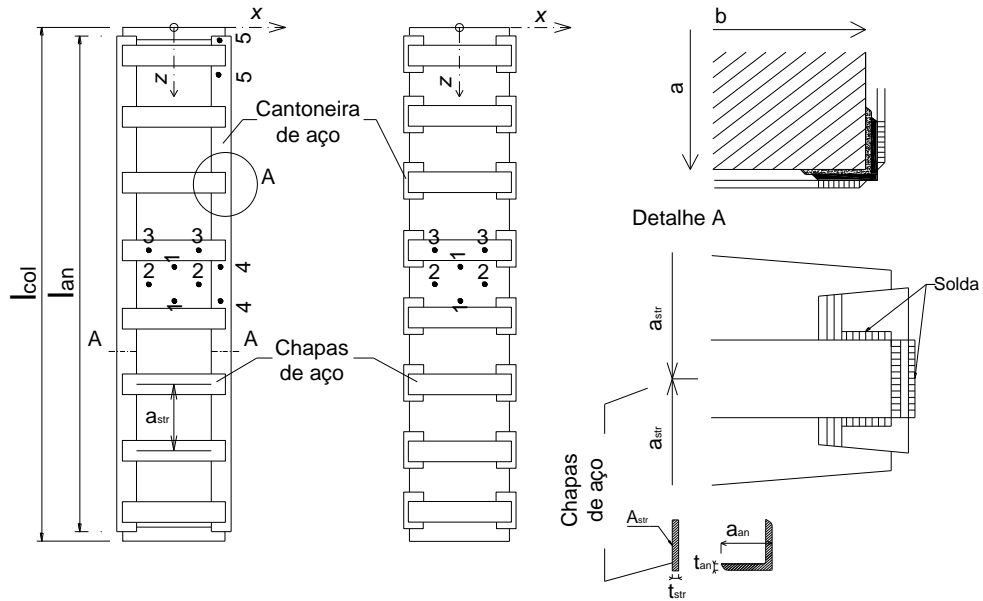


Figura 2.20 – Reforço com utilização de elementos metálicos (CIRTEK,2001)

Os resultados dos ensaios de 39 modelos de CIRTEK (2001) mostraram que com a utilização dos elementos metálicos, simulando estribos para o confinamento do concreto, aumentou-se em torno de 55% a capacidade resistente dos modelos. É importante ressaltar que a utilização desse tipo de reforço requer um controle na disposição dos perfis e na utilização de chapas imitando estribos, pois assim evita-se a em virtude da sua rigidez, flambagem localizada nos perfis antes da ruptura do concreto do pilar.

2.6 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE PILARES

2.6.1 Reforço pelo aumento da seção transversal

Este sistema de reforço para pilares é muito empregado, em função do baixo custo dos materiais de reposição, concreto e aço. 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.

Em lajes e vigas, esse tipo de reforço é feito com o aumento da seção transversal por acréscimo de concreto na região comprimida, o que gera um aumento do braço de alavanca e

consequentemente do momento resistente da peça. Pode ser feito também, por adição de armadura à região tracionada e posteriormente envolvê-la com concreto. Em pilares, o aumento da seção transversal geralmente é feito por um encamisamento monolítico, em que a capa adicional de armadura e concreto confinam a estrutura existente (CÁNOVAS, 1988).

O concreto de cimento Portland é o material tradicionalmente usado neste tipo de reforço. Na maioria das vezes, requer um traço especialmente formulado que altere para melhor algumas de suas características naturais. Pode ser necessário obter altas resistências iniciais, ausência de retração de secagem, leves e controladas expansões, elevada aderência ao substrato, baixa permeabilidade e outras propriedades normalmente obtidas à custa do emprego de aditivos e adições, tais como: plastificantes, redutores de água, impermeabilizantes, escória de alto forno, cinza volante, sílica ativa e, via de regra, baixa relação água/cimento (HELENE, 1992).

O dimensionamento do reforço de pilares de concreto armado envolve métodos de análise ainda sujeitos a incertezas. Na maioria dos casos de reforço com concreto armado, desconsidera-se a resistência do pilar original ao se fazer o seu encapsulamento, como recomenda CANOVAS (1988), porém as dimensões finais do elemento reforçado muitas vezes acarretam incômodos do ponto de vista arquitetônico.

2.6.2 TAKEUTI (1999)

TAKEUTI (1999) desenvolveu 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 básico reforçado por camisas de concreto de alto desempenho com várias características. Tem-se ainda uma quarta série envolvendo pilares de concreto de resistência de 25 MPa a 35 MPa. Os pilares foram submetidos à compressão axial.

Foram utilizados dois modelos para a análise experimental, sendo o primeiro um pilar de referência de dimensões (150 x 150 x 1200) mm³, com armadura longitudinal de 4 barras de 8 mm de diâmetro e estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 90 mm. O segundo modelo trata-se de um pilar idêntico ao de referência, reforçado com camisas de 30 e 40 mm de espessura, utilizando-se uma ou duas camadas de tela soldada como armadura transversal e

4 barras de 8 mm de diâmetro como armadura longitudinal. Apresenta-se na Figura 2.23 um esquema da armação dos modelos ensaiados

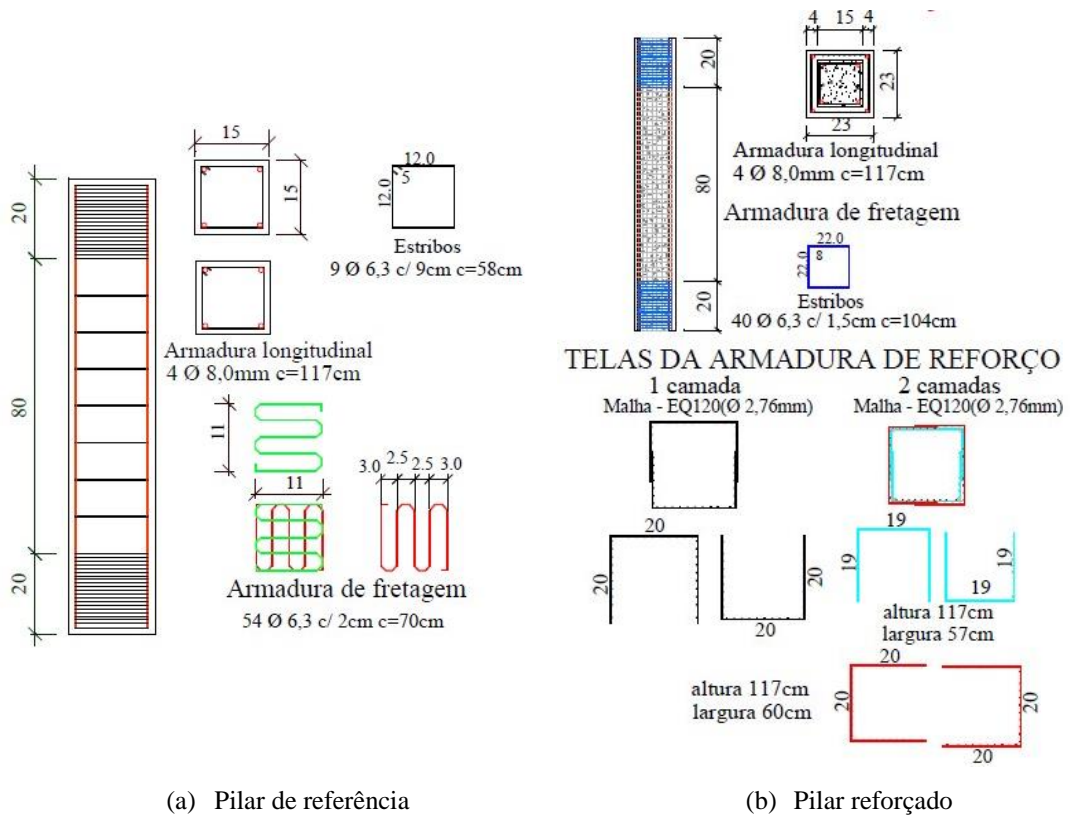


Figura 2.21 – Dimensões e armaduras dos elementos (TAKEUTI, 1999)

Foram ensaiadas 4 séries de modelos, perfazendo no total 18 ensaios de pilares solicitados à compressão axial, sendo 11 pilares de referência e 7 pilares reforçados por encamisamento com concreto de alto desempenho, conforme consta do resumo apresentado na Tabela 2.6. A Tabela 2.7 apresenta os resultados obtidos para os pilares ensaiados.

Tabela 2.6 – Descrição das séries (TAKEUTI, 1999)

Séries	Modelos
1 Utiliza-se uma camisa de reforço com espessura de 30 mm e 1 ou 2 camadas de telas soldadas, sem adição de fibras.	S1C1R e S1C2R: pilares de referência (150x150) mm ² . S1C1S e S1C2S: pilares reforçados (210x210) mm ² .
2 Utiliza-se uma camisa de reforço com espessura de 40 mm e 1 ou 2 camadas de telas soldadas, sem adição de fibras.	S2C1R e S2C2R: pilares de referência (150x150) mm ² . S2C1S e S2C2S: pilares reforçados (230x230) mm ² .
3 Utiliza-se uma camisa de reforço de concreto de alta resistência com fibras metálicas e de espessura de 40 mm.	S3C1S: utiliza só armadura longitudinal sem qualquer tipo de armadura transversal (230x230) mm ² ; S3C2S: utiliza 1 camada de tela soldada (230x230) mm ² ; S3C3S: utiliza armadura transversal mínima para pilares (230x230) mm ² .
4 Trata-se de uma série complementar de pilares (150x150) mm ² de concretos de resistência $f_{cm} = 25$ e 35 MPa, com o objetivo de observar o comportamento de concretos com resistência próxima a do concreto de alta resistência.	S4C1R/S4C2R: utilizam concreto de resistência $f_{cm} = 25$ MPa. S4C3R/S4C4R: utilizam concreto de resistência $f_{cm} = 35$ MPa.

Tabela 2.7 – Dados experimentais obtidos para cada modelo ensaiado (TAKEUTI, 1999)

Modelo	f_c (núcleo) (MPa)	f_c (camisa) (MPa)	f_{vs} (barra) (MPa)	f_{vs} (tela) (MPa)	Ruína (kN)
S1C1R	18	-	428	-	488
S1C1S	18	68	441	673	1540
S1C2R	17	-	549	-	483
S1C2S	17	63	402	650	1749
S2C1R	17	-	470	-	517
S2C1S	17	67	567	734	1850
S2C2R	16	-	549	-	422
S2C2S	16	66	385	637	1840
S3C1r	17	-	441	-	512
S3C1S	17	69	402	-	2200
S3C2R	14	-	428	-	421
S3C2S	14	61	463	685	1920
S3C3R	13	-	410	-	490
S3C3S	13	69	385	-	2210
S4C1R	23	-	463	-	651
S4C2R	23	-	484	-	639
S4C3R	34	-	441	-	749
S4C4R	34	-	470	-	715

TAKEUTI (1999) concluiu que 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 se obter, 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 150 mm para 210 mm ou 230 mm, como mostra a Figura 2.24.

A análise da eficiência dos arranjos de armaduras de reforço, confirmando informações dadas por outros pesquisadores, constatou 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.

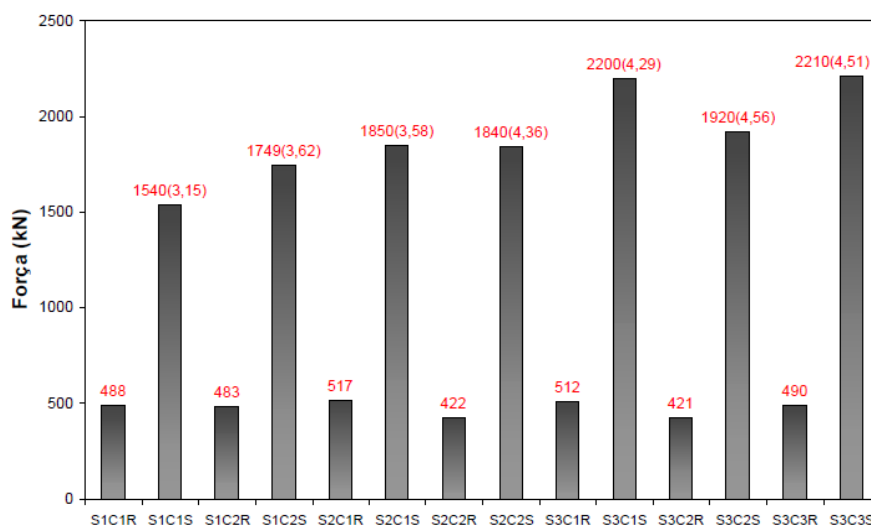


Figura 2.22 – Gráfico comparativo da capacidade resistente dos modelos (TAKEUTI, 1999)

2.6.3 OMAR *et al.* (2010)

O trabalho desenvolvido por OMAR *et al.* (2010) aborda o estudo de pilares de concreto armado, reforçados com concreto auto adensável (CAA) de compressão, tração e compressão e tração simultaneamente, submetidos à flexo compressão reta. Seu programa experimental foi constituído duas etapas de testes. Na primeira, houve a confecção de oito pilares de concreto armado com seção de (120 x 250) mm² e comprimento de 2000 mm, sendo estes

pilares iguais aos modelos já mostrados no trabalho de ADORNO (2004), tais pilares foram moldados com concreto de resistência nominal à compressão aos 28 dias de 30 MPa.

Foram realizadas duas etapas de testes. Na primeira etapa, dois pilares de referência foram ensaiados até a ruína (P1 e P2) com uma excentricidade de 60 mm e outros seis (P3, P4 e P5, P6, P7 e P8) foram submetidos a um pré-carregamento correspondente a uma deformação próxima ao início do escoamento da armadura tracionada. A segunda etapa consistiu no reforço dos pilares originais pré-carregados na primeira etapa e no ensaio à ruptura dos mesmos. Foi utilizado como material de reforço o concreto auto adensável (CAA), com resistência nominal à compressão aos 28 dias de 40 MPa, módulo de deformação longitudinal igual a 20 GPa, sendo que os pilares originais apresentaram módulo de aproximadamente 28 GPa e a preparação do substrato foi feita por apicoamento manual.

Os pilares P3 e P4 foram reforçados na face tracionada com barras de aço longitudinais de 2 Ø 10,0 mm e 2 Ø 12,5 mm, sendo chamados de PT10 e PT12, respectivamente, revestidos com uma camada de CAA com 45 mm de espessura. A excentricidade inicial aplicada, para ambos, aumentou para 82,5 mm. Essa mudança de excentricidade é consequência natural do reforço e não um ato deliberado de teste. Os pilares P5 e P6 foram reforçados nas faces tracionadas com barras longitudinais de 2 Ø 10,0 mm e 2 Ø 12,5 mm, respectivamente, e nas faces comprimida e tracionada com camadas de concreto auto adensável, com espessura de 45 mm, sendo chamados então de PC45T10 e PC45T12, respectivamente, mantendo a excentricidade inicial de 60 mm para ambos.

Os pilares P7 e P8 foram reforçados nas faces comprimidas com uma camada de concreto autoadensável, com espessuras de 35 e 55 mm, sendo chamados de PC35 e PC55, respectivamente. Consequentemente, suas excentricidades iniciais foram reduzidas para 42,5 e 32,5 mm, respectivamente. A Tabela 2.8 apresenta as principais características dos pilares ensaiados.

Tabela 2.8 – Principais características geométricas dos pilares ensaiados (OMAR et al., 2010)

Tipo	1ª Etapa $e_{inicial}=60,0$ mm	2ª Etapa					
	Nome	Nome	$e_{r,in}$ (mm)	E_{rc} (mm)	R_t	E_{rt} (mm)	h (mm)
Referência (1ª etapa)	P1	-	-	-	-	-	120
	P2						
Original (1ª etapa) Reforçado (2ª etapa)	P3	PT 10	82,5	-	2ϕ	45	165
	P4	PT 12			2ϕ		
	P5	PC45T10	60,0	45	2ϕ		210
	P6	PC45T12			2ϕ		
	P7	PC35	42,5	35	-	-	155
	P8	PC35	32,5	55			175
$e_{inicial}$ – Excentricidade inicial ($P = 0$ kN) ; $e_{r,in}$ – Excentricidade inicial dos pilares reforçados ($P = 0$ kN); E_{rc} – Espessura do reforço na face comprimida; R_t – Armadura de reforço na face tracionada; E_{rt} – Espessura do reforço na face tracionada; h – Altura total da seção transversal do pilar.							

Os dois pilares de referência (P1 e P2) ensaiados romperam na região prevista, na seção média do comprimento, de maneira dúctil, com escoamento da armadura tracionada e esmagamento do concreto. As cargas de ruptura desses pilares foram 130,1 kN e 157,0 kN, respectivamente. Em função dos resultados dos pilares de referência e das análises de seus deslocamentos e suas deformações, definiu-se a carga de parada dos pilares a serem reforçados, como sendo uma carga próxima ao início do escoamento da armadura tracionada. Esta carga foi identificada em função da deformação observada nas barras de aço tracionadas dos pilares durante a realização dos ensaios.

Após a realização dos ensaios OMAR *et al.* (2010) verificou que os pilares reforçados na face tracionada, PT10 e PT12, apresentaram cargas de ruptura iguais à 268 e 280 kN, 2,1 e 2,2 vezes maior que a carga de ruptura do pilar de referência (P1), respectivamente. Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura, apesar do aumento da excentricidade inicial da força aplicada. Os pilares PT10 e PT12 romperam de maneira dúctil com escoamento da armadura tracionada e esmagamento do concreto, no centro do vão do pilar. Em PT10 e PT12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço.

Os pilares PC45T10 e PC45T12 apresentaram cargas de ruptura, 645 e 630 kN, superiores 4,9 e 4,8 vezes a carga de ruptura do pilar de referência (P1), respectivamente. Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura. Os pilares PC45T10 e PC45T12 romperam de maneira frágil, sem o escoamento da armadura tracionada e com esmagamento do concreto, no centro do vão do pilar. Em PC45T10 e PC45T12 não houve indícios de deslocamento do concreto do reforço. Os pilares PC35 e PC55 apresentaram cargas de ruptura, 380 e 506 kN, superiores 2,9 e 3,9 vezes a carga de ruptura do pilar de referência (P1), respectivamente. Esse ganho de carga ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da diminuição da excentricidade inicial da força aplicada.

O pilar PC35 rompeu por deslocamento do concreto do reforço próximo à extremidade inferior do pilar, sem o escoamento das barras tracionadas. O pilar PC55 também rompeu por deslocamento do concreto do reforço, porém, na região próxima a extremidade superior, sem o escoamento da armadura tracionada possivelmente devido aos diferentes módulos de elasticidade entre os concretos de diferentes idades. Apesar do deslocamento do concreto, os pilares reforçados na face comprimida apresentaram ganho de resistência maior do que os reforçados na face tracionada. A diferença de carga de ruptura entre os pilares PC35 e PC55 com o PT12 é de 26% e 47%, respectivamente. Estes resultados indicam um aumento considerável na capacidade portante da peça, quando o reforço é feito na face comprimida do pilar, que leva, conseqüentemente, a uma diminuição da excentricidade inicial da carga. A Tabela 2.9 resume as cargas e os modos de ruptura dos pilares ensaiados.

Tabela 2.9 – Cargas e momentos máximos dos pilares (OMAR *et al.*,2010)

Pilar	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{refor} (MPa)	P_u (kN)	$e_{inicial}$ (mm)	$D_{máx}$ $R3$ (mm)	e_{final} (mm)	$\varepsilon_{smáx}$ (mm/m)	$\varepsilon_{cmáx}$ (mm/m)	M_u (kN.mm)	Modo de Ruptura
P1	30,5	-	130	60,0	20,35	80,35	2,89	-2,22	10.446	EE
P2	30,6	-	157	60,0	37,63	97,63	4,36	-4,69	15.328	EE
PT10	30,7	43,0	268	82,5	32,58	115,08	3,36	-3,45	30.841	EE
PT12	30,7	44,1	280	82,5	20,37	102,87	2,90	-2,92	28.804	EE
PC45T10	30,7	44,8	645	60,0	19,46	79,46	1,75	-3,57	51.252	E
PC45T12	30,8	45,5	630	60,0	11,67	71,67	1,72	-3,89	45.152	E
PC35	25,1	46,2	38	42,5	22,05	64,55	1,47	-2,43	24.529	D
PC55	25,1	46,8	506	32,5	13,62	46,12	1,43	-2,49	23.337	D
f_c^{sub} – Resistência à compressão do substrato no dia do ensaio de ruptura, para os pilares de referência, f_c^{refor} – Resistência à compressão do concreto do reforço no dia do ensaio; P_u – Carga de ruptura; $e_{inicial}$ – Excentricidade inicial; $R3$ – Deslocamento horizontal máximo; e_{final} – Excentricidade final = inicial e + R3; $\varepsilon_{smáx}$ – Deformação máxima do aço tracionado; $\varepsilon_{cmáx}$ – Deformação máxima do concreto comprimido; M_u – Momento máximo EE – Escoamento do aço e esmagamento do concreto; E – Esmagamento do concreto; D – Deslocamento do reforço; ε_{ys} para ϕ 10,0 mm = 2,87 mm/m; ε_{ys} para ϕ 12,5 mm = 2,53 mm/m.										

Segundo OMAR *et al.* (2010), o concreto autoadensável como material para reforço demonstrou ser satisfatório, moldando-se a seção das peças sem que houvesse segregação e aparecimento de “brocas”. Quanto à aderência, o material trabalhou em conjunto com o substrato, aumentando a capacidade portante das peças reforçadas, ocorrendo deslocamento apenas para os pilares que foram reforçados somente na face comprimida, porém, em um estágio de carregamento avançado, a 380 e 506 kN, para os pilares PC35 e PC55, respectivamente.

2.6.4 NASCIMENTO *et al.* (2012)

Dando continuidade ao trabalho desenvolvido por OMAR *et al.* (2010), NASCIMENTO *et al.* (2012), também utilizou as mesmas dimensões de ADORNO (2004) no desenvolvimento da sua série de pilares. O programa experimental consistiu no ensaio de nove pilares que foram

concretados em duas etapas, na primeira delas, foram moldados seis modelos, na segunda, foram moldados os outros três pilares que completaram a série. Dois dos exemplares concretados na primeira etapa foram utilizados como pilares de referência não reforçados, os outros quatro foram reforçados com concreto autoadensável (CAA) na face comprimida, o que acarretou diminuição da excentricidade inicial de ensaio, pois se manteve a posição original de aplicação da carga. Para garantir a união entre reforço e substrato, para cada exemplar reforçado, foram utilizados conectores, em diferentes posições na interface de ligação, com a finalidade de se obter uma ligação satisfatória, favorecendo o trabalho monolítico da peça e evitando a ruptura do pilar pelo deslocamento do reforço.

A armadura longitudinal original de todos os pilares segue o mesmo padrão dos modelos ensaiados por ADORNO (2004), constituindo-se de quatro barras retas nervuradas de diâmetro nominal igual a 10 mm ($A_s = 314 \text{ mm}^2$, $\rho = 1,05 \%$). A armadura transversal é composta por estribos de cinco milímetros, com espaçamento igual a 100 mm, na região central, e 50 mm, próximo das extremidades da peça. O modelo P1, pilar original de referência, com seção transversal de (120 x 250) mm², representa a peça original em concreto convencional sem nenhum tipo de reforço, a análise de seus resultados de resistência e modos de ruptura, possibilitará o estudo sobre as mudanças de comportamento decorrentes da existência de reforço com o aumento de seção de concreto na face comprimida. O pilar P2 é um modelo de referência monolítico, concretado de uma só vez com concreto convencional, com seção final de (155 x 250) mm², igual a do pilar reforçado. Este modelo representa o limite superior de resistência e modo de ruptura que um pilar reforçado, com as mesmas características, deveria alcançar. Os demais pilares foram reforçados com uma camada de concreto autoadensável na região comprimida com espessura de 35 mm.

Para garantir a aderência do reforço ao substrato foram utilizados conectores em diferentes posições ao longo da face comprimida do pilar. A localização dos conectores foi definida de forma a se utilizar sempre em posições simétricas a partir do centro do eixo vertical do pilar. Foram considerados todos os estribos pertencentes a armadura transversal espaçada a cada 100 mm, posições de 1 a 3. Também foi utilizada uma posição mais externa considerando o estribo localizado no meio da armadura de fretagem espaçada a cada 50 mm, posição 4. A Tabela 2.10 apresenta a descrição dos pilares ensaiados.

Tabela 2.10 – Descrição dos pilares ensaiados (NASCIMENTO *et al.*, 2012)

Nome	Descrição	Esquema
P1	Pilar de referência original 120x250 mm;	
P2	Pilar de referência, monolítico, confeccionado com concreto convencional 155x250 mm;	
P3	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 1, 155x250 mm;	
P4	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 3, 155x250 mm;	
P5	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 4, 155x250 mm;	
P6	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 3 e 4, 155x250 mm;	
P6A	Pilar idêntico ao anterior, confeccionado para confirmação dos resultados, 155x250 mm;	
P7	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 2 e 4, 155x250 mm;	
P8	Pilar reforçado na face comprimida com uma camada de 35 mm de CAA e conectores na posição 1, 3 e 4, 155x250 mm;	

Para monitoramento das deformações da armadura longitudinal dos pilares foram utilizados extensômetros localizados a meia altura do pilar, sendo dois extensômetros em cada barra, um do lado interno e outro do externo da mesma, cada extensômetro foi nomeado de acordo com sua localização. As barras transversais não foram monitoradas devido a constatação, em ensaios anteriores, de não sofrerem solicitações relevantes. O pilar de referência original P1 rompeu com uma carga de 140 kN por escoamento do aço, o pilar de referência monolítico P2 rompeu com uma carga de 450 kN, por esmagamento do concreto, sendo sua carga de ruptura 3,46 vezes maior que a apresentada pelo pilar P1. Os pilares reforçados romperam por deslocamento do concreto, exceto o pilar P8, que apresentou esmagamento do concreto e comportamento de deformação de aço e concreto bem semelhante ao apresentado pelo pilar de referência monolítico P2.

Os pilares reforçados P6 e P6A apresentaram deformação do concreto superior a dada pela NBR e pelo ACI, no entanto, o esmagamento do concreto do reforço ocorreu num estágio posterior ao deslocamento do mesmo, o que foi verificado visualmente durante a execução dos ensaios. O pilar P8 apresentou esmagamento do concreto que aconteceu antes do deslocamento da camada de reforço, podendo considerar que sua ruptura se deu em função do esmagamento do concreto, mesmo motivo que levou o P2 a ruptura. Na Tabela 2.11 pode-se observar a influência da quantidade de conectores e da sua localização na carga de ruptura dos modelos ensaiados. Observa-se que quanto mais afastados do centro, maior é a carga de ruptura alcançada. Todos os pilares reforçados tiveram ganho de carga em relação ao pilar de referência original P1.

Tabela 2.11 – Cargas, deformações, deslocamentos e modos de ruptura (NASCIMENTO, 2009).

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	E_c^{sub} (MPa)	E_c^{ref} (MPa)	$e_{inicial}$ (mm)	$D_{máx}^{R3}$ (mm)	e_{final} (mm)	$\varepsilon_{smáx}$ (mm/m)	$\varepsilon_{cmáx}$ (mm/m)	Modo de Ruptura
P1	140	42,3	-	26,3	-	60,0	25,3	85,6	-3,3	2,7	EA
P2	450	42,3	-	26,3	-	42,5	17,7	60,2	-2,2	4,6	EC
P3	390	41,9	41,1	26,1	34,5	42,5	7,8	50,3	-1,7	2,9	DR
P4	470	42,0	41,6	26,2	34,9	42,5	7,5	50,0	-1,4	2,4	DR
P5	500	42,1	42,0	26,2	35,3	42,5	7,0	49,5	-0,8	2,1	DR
P6	370	42,2	42,3	26,3	35,5	42,5	11,6	54,1	-2,0	1,7	DR
P6A	430	37,8	33,4	26,5	26,7	42,5	14,0	56,0	-4,5	2,0	DR
P7	480	38,5	35,0	26,8	28,2	42,5	9,3	51,3	-4,3	-	DR
P8	520	38,2	34,5	26,7	27,7	42,5	4,8	47,3	-2,3	3,8	EC

P_u	–	Carga de ruptura;
f_c^{sub}	–	Resistência do concreto do substrato na data do ensaio;
f_c^{ref}	–	Resistência do concreto do reforço na data do ensaio;
E_c^{sub}	–	Módulo de elasticidade do concreto do substrato na data do ensaio;
E_c^{ref}	–	Módulo de elasticidade do concreto do reforço na data do ensaio;
$e_{inicial}$	–	Excentricidade inicial;
$D_{máx}^{R3}$	–	Deslocamento horizontal máximo na posição do R3;
e_{final}	–	Excentricidade final de ensaio = inicial e + $D_{máx}^{R3}$;
$\varepsilon_{smáx}$	–	Deformação máxima do aço tracionado;
$\varepsilon_{cmáx}$	–	Deformação máxima do concreto comprimido;
$\varepsilon_y = 2,42$ mm/m: Deformação de escoamento para o aço de $\phi = 10,0$ mm;		
$\varepsilon_y = 3,0$ mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo ACI 318 (ACI, 2008), para peças flexo comprimidas;		
$\varepsilon_u = 3,5$ mm/m: Deformação de esmagamento do concreto adotado pelo NBR 6118 (ABNT, 2007), para peças flexo comprimidas;		
EA: Escoamento do aço; EC: Esmagamento do concreto; DR: Deslocamento do reforço;		

NASCIMENTO *et al.* (2012) concluiu que não só a quantidade, mas principalmente, a localização dos conectores utilizados na ligação entre substrato e reforço, são imprescindíveis para um bom resultado de resistência e modo de ruptura. Reforçar um pilar submetido a flexo-compressão com conectores mais afastados do centro do mesmo possibilita que os valores das cargas de ruptura desejáveis sejam devidamente alcançados, embora não garanta um modo de ruptura seguro. Para tanto é necessário que seja respeitado um espaçamento mínimo entre os conectores do reforço, que vão garantir um trabalho mais monolítico da peça, possibilitando uma ruptura sem deslocamento como a ocorrida nos pilares de referência. Com o bom desempenho alcançado pelo pilar reforçado P8, viu-se que o valor do espaçamento a ser utilizado, para as condições apresentadas neste trabalho, deve ser de no máximo 250 mm.

2.6.5 FUKUYAMA *et al.* (2000)

FUKUYAMA *et al.* (2000) estudaram o efeito do reparo e reforço por encamisamento utilizando concreto armado, argamassa, placas de aço e fibras de carbono, conforme Figura 2.25.

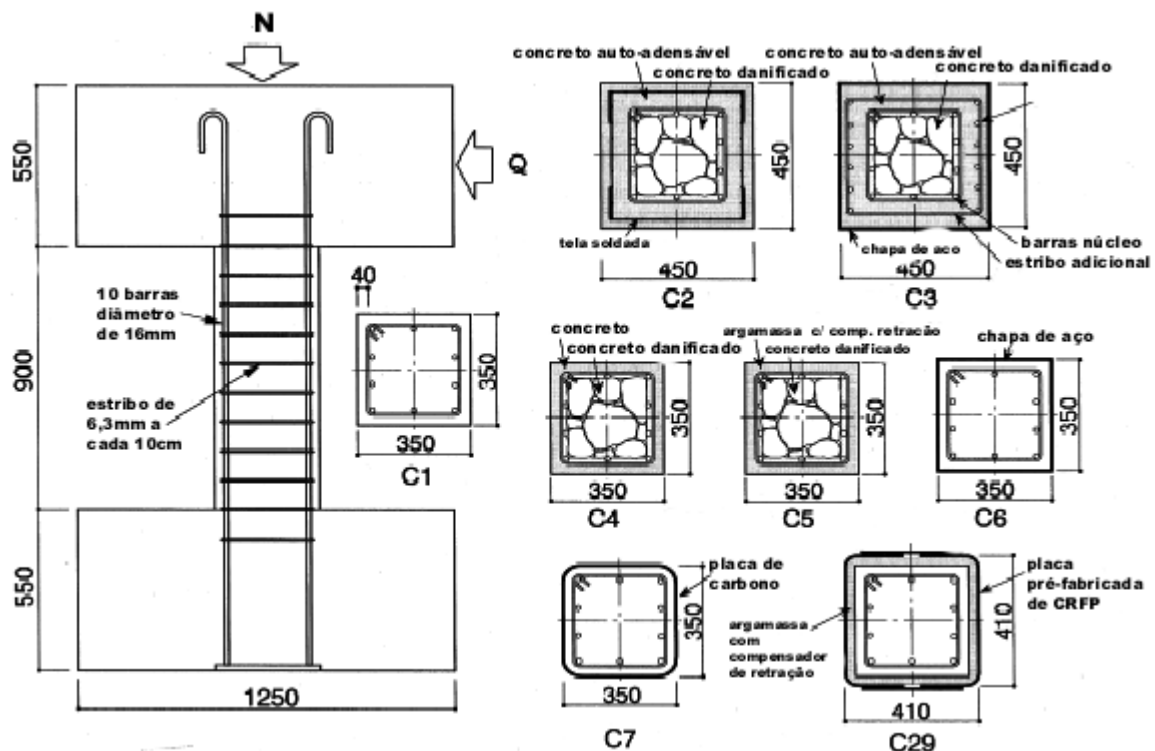


Figura 2.23 – Modelos ensaiados (FUKUYAMA *et al.*, 2000)

Nos modelos C2 a C5 o pilar a ser recuperado encontrava-se totalmente danificado, conforme Figura 2.25. Os modelos foram submetidos à compressão axial e a uma força horizontal de

cisalhamento. Nos ensaios verificou-se que nos modelos C2 e C3 a resistência ao cisalhamento e a ductilidade foram às mesmas do modelo de referência C1, o que evidencia que as técnicas utilizadas para recuperação dos pilares danificados podem restituir a capacidade portante original do pilar.

No modelo C4 verificou-se que seu desempenho foi equivalente ao modelo C1, mesmo tendo esse modelo uma seção transversal igual à do pilar de referência, o que pode evidenciar que o concreto do encamisamento preencheu os vazios do concreto danificado do núcleo do pilar. Já o modelo C5 apresentou uma maior resistência à compressão, o que era esperado por causa da alta resistência da argamassa com aditivo compensador de retração. Observou-se um rápido decréscimo na resistência ao cisalhamento durante o ensaio, provocado pela não transmissão do cisalhamento entre a argamassa e o núcleo de concreto.

As deformações das chapas de aço nas extremidades inferiores e superiores do modelo C6 foram muito significativas, o que ocasionou um decréscimo gradual da sua resistência ao cisalhamento durante o ensaio. Em ambos os modelos C7 e C29, ocorreu o rompimento do material confinante (fibras de carbono) nos cantos dos pilares, e com isso ocorreu uma repentina queda da sua resistência ao cisalhamento, conseqüente do baixo confinamento do concreto. Nota-se com os ensaios realizados por FUKUYAMA *et al.* (2000), que apesar do grande avanço na área de materiais para recuperação e reforço de estruturas, o encamisamento utilizando concreto armado ainda é um método recomendado, mesmo para a magnitude do dano em que foi realizado o ensaio.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL E MATERIAIS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente estudo analisou experimentalmente 16 pilares de concreto armado encamisados total e parcialmente, submetidos à compressão axial e à flexão composta no Laboratório de Resistência dos Materiais da Universidade Federal do Pará. O programa experimental foi composto de três séries de ensaios: 6 (seis) pilares na Série 1, 4 (quatro) na Série 2 e 6 (seis) na Série 3, totalizando 16 pilares; com o objetivo de contribuir com o estudo sobre o reforço de pilares com concreto armado.

As variáveis principais foram: as extremidades dos pilares, o espaçamento da armadura transversal e a região onde foi realizado o reforço. Foi mantido constante para cada série, a seção transversal, a taxa de armadura longitudinal, a resistência à compressão do concreto e o posicionamento dos extensômetros utilizados nos ensaios. A Tabela 3.1 apresenta as principais características dos pilares. O comportamento dos pilares ensaiados foi monitorado por medições com célula de força, extensômetros no aço e no concreto em todas as séries, defletômetros e mapeamento da fissuração nos modelos na Série 3, durante todo o ensaio até a ruína.

Tabela 3.1 – Características dos pilares

Série	Pilares	λ	L (mm)	A_c inicial (mm ²)	A_c final (mm ²)	A_s inicial (mm ²)	A_s final (mm ²)	ρ inicial (%)	ρ final (%)	e (mm)			
SÉRIE 1	REF _M	21	1200	-	40000	-	249	1,25	0,62	-			
	REF _{NM}			10000		125							
	FRET _M			-		-							
	FRET _{NM}			10000		125							
	VIGA _M			-		-							
	VIGA _{NM}			10000		125							
SÉRIE 2	PR _R	28	1600	-	40000	-	471	1,31	1,18	600			
	PR _{7,5}			10000		125							
	PR ₁₀					125							
	PR ₁₅					125							
SÉRIE 3	PTR	28	1600	-	24000	-	471	1,31	1,18	600			
	PCR			-									
	PTS			314		471					1,31	1,18	600
	PCS												
	PTSR												
	PCSR												

3.2. SÉRIE 1

3.2.1 Descrição dos pilares e nomenclatura

A série 1 foi composta por 6 pilares, divididos em 2 grupos: monolíticos e não monolíticos (reforçados), os pilares não monolíticos foram totalmente encamisados e submetidos a um carregamento axial. Nesta série foi analisado o comportamento dos pilares quanto à sua extremidade devido a grande concentração de tensões em consequência da aplicação do carregamento. Para isso os pilares apresentaram três geometrias diferentes: referência, com fretagem e com trecho de viga. Os pilares de referência e com fretagem tiveram seção transversal de (200×200) mm² e comprimento total de 1200 mm, como mostra a Figura 3.1-a. O pilar com trecho de viga na extremidade apresentou seção transversal de (200×200) mm² e comprimento total de 1600 mm como mostra a Figura 3.1-b.

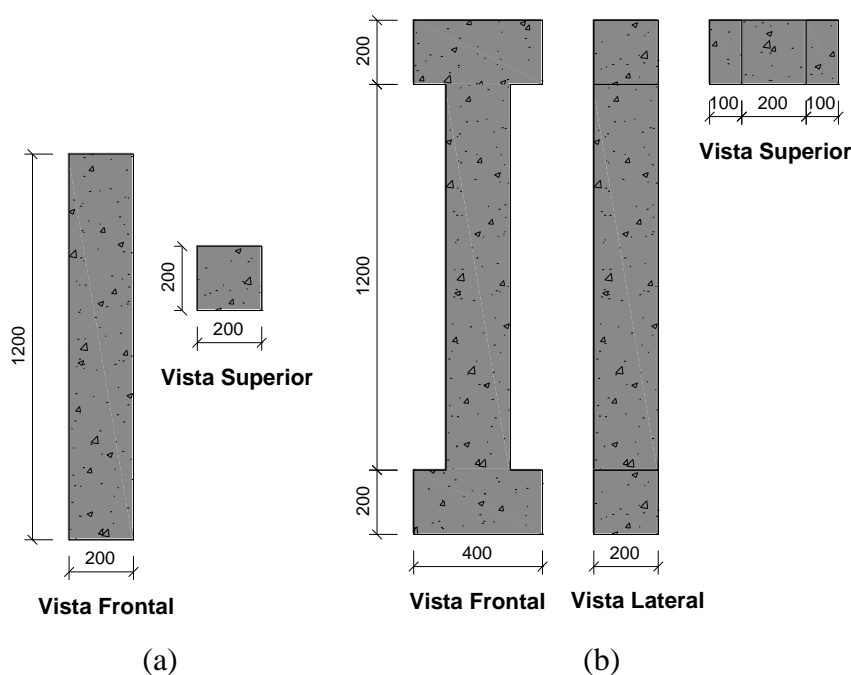


Figura 3.1 – Dimensões dos pilares monolíticos .

Os pilares não monolíticos apresentaram seção inicial de (100×100) mm², comprimento total de 1200 mm para os pilares de referência e com fretagem (Figura 3.2) e de 1600 mm para os pilares com trecho de viga (Figura 3.3). Após o reforço os pilares apresentaram dimensões finais iguais aos pilares monolíticos. Conforme Figura 3.2.

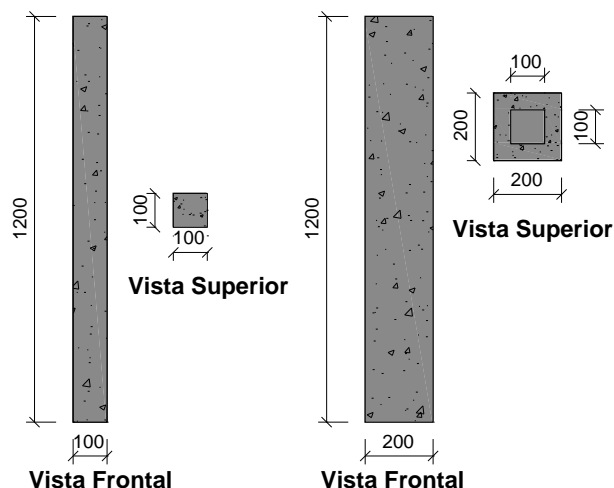


Figura 3.2 – Dimensões dos pilares não monolíticos de referência e com fretagem

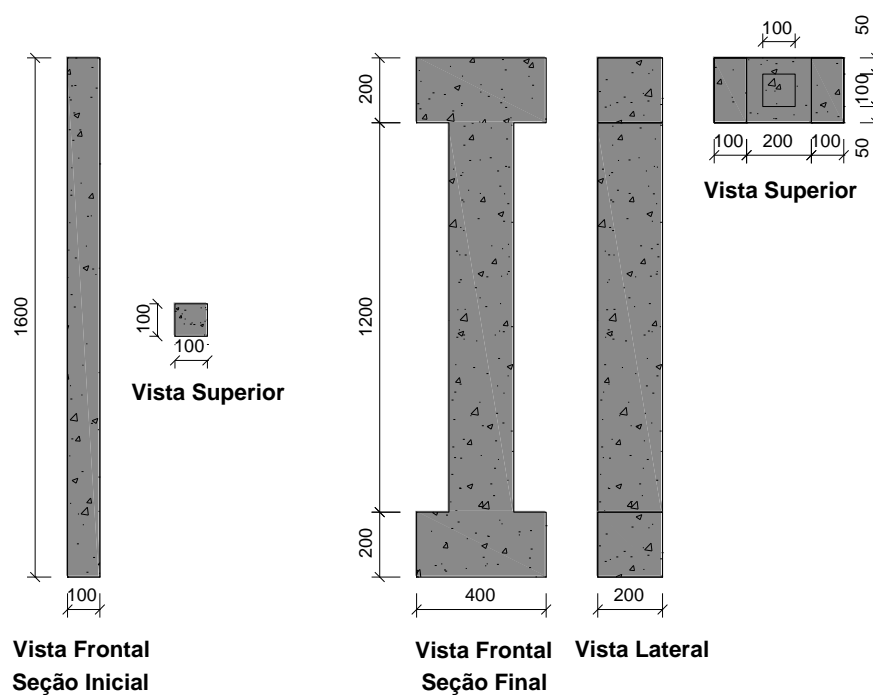


Figura 3.3 – Dimensões do pilar não monolíticos com trecho de viga

A armadura longitudinal dos pilares não monolíticos antes do reforço foi composta de 4 barras retas nervuradas de diâmetro nominal igual a 6,3 mm ($A_s = 1,25 \text{ mm}^2$, $\rho = 1,25\%$). A armadura transversal foi composta por estribos de 4,3 mm de diâmetro, com espaçamento igual a 100 mm. Para o reforço foi adicionado 4 de barras de diâmetro 4,3 mm para armadura longitudinal e a armadura transversal com o mesmo diâmetro, mas espaçadas de 200 mm. Após o reforço os pilares apresentaram área de aço (A_s) igual à 2,49 e taxa de armadura (ρ) igual à 0,62.

Os pilares monolíticos tiveram a armadura longitudinal composta de 8 barras de diâmetro 6,3 mm, divididas em duas camadas. A armadura transversal com o diâmetro de 4,3 mm espaçada na camada interna a 100 mm e na camada externa a 200 mm, simulando a mesma armadura dos pilares não monolíticos após o reforço.

O pilar de referência não recebeu nenhuma armadura adicional, como mostra a Figura 3.4. O pilar com fretagem não recebeu estribos nesta região, apenas a armadura de fretagem que tinha o mesmo diâmetro dos estribos, de 4,3 mm, como mostra a Figura 3.5. O pilar com trecho de viga recebeu nesta região armadura longitudinal com diâmetro de 10,0 mm e armadura transversal com diâmetro de 5,0 mm, como apresentado na Figura 3.6. Os espaçamentos entre as barras seguiram as regras estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2007).

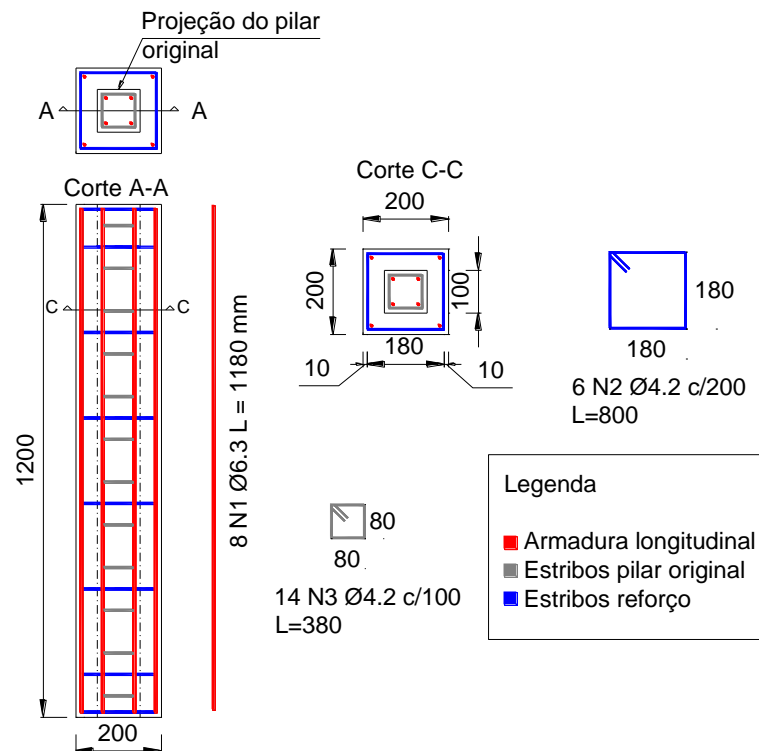


Figura 3.4 – Detalhamento das armaduras dos pilares de referência

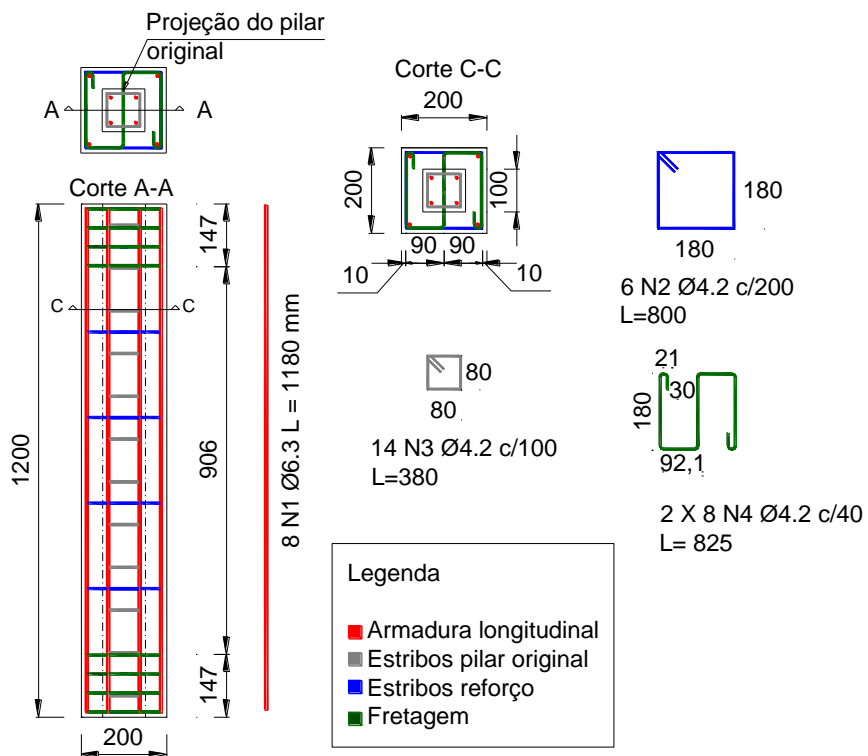


Figura 3.5 – Detalhamento das armaduras dos pilares com fretagem

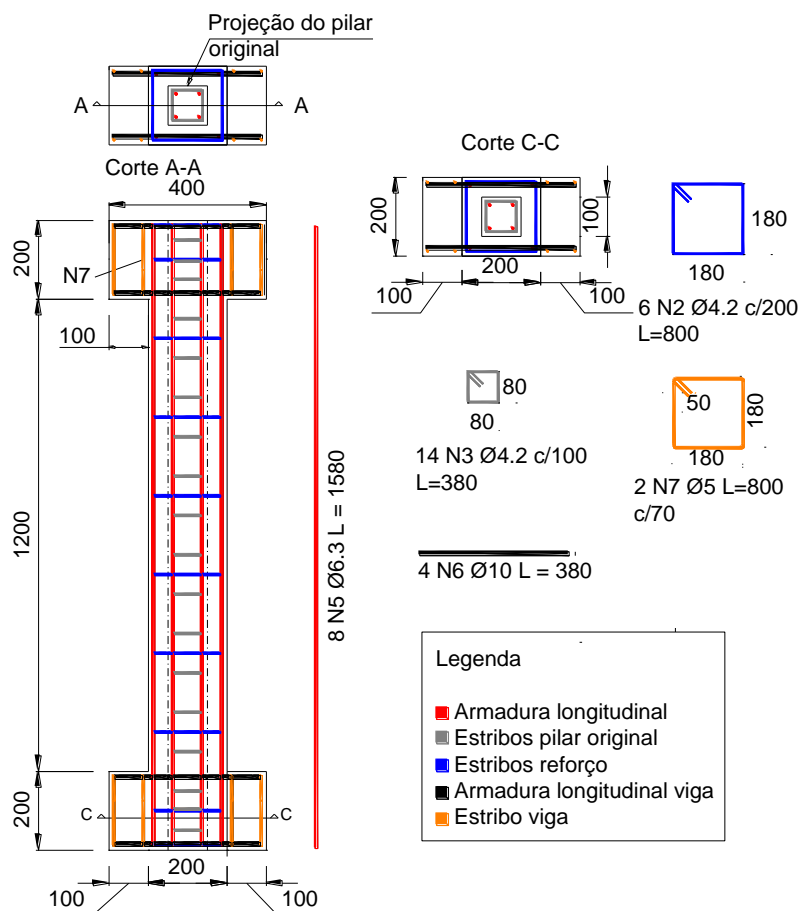


Figura 3.6 – Detalhamento das armaduras dos pilares com trecho de viga

A Tabela 3.2 apresenta as principais características dos pilares da Série 1.

Tabela 3.2 – Características dos pilares da Série 1

Nome	S _i (mm)	S _f (mm)	L (mm)	R _i (mm)	R _f (mm)	λ
PR _M	-	200x200	1200	-	8 φ 6,3	20,7
PR _{NM}	100x100			4 φ 6,3		
FRET _M	-			-		
FRET _{NM}	100x100			4 φ 6,3		
VIGA _M	-		1600	-	27,7	
VIGA _{NM}	100x100			4 φ 6,3		

S_i= Seção inicial dos pilares; S_f = Seção final dos pilares; L= Comprimento total dos pilares; R_i = Armadura inicial dos pilares; R_f = Armadura final dos pilares

Os pilares foram identificados da seguinte forma:

PR_N= Pilar de referência monolítico;

PR_{NM} = Pilar de referência não monolítico;

FRET_M= Pilar com fretagem monolítico;

FRET_{NM} = Pilar com fretagem não monolítico;

VIGA_M = Pilar com trecho de viga monolítico;

VIGA_{NM} = Pilar com trecho de viga não monolítico.

3.2.2 Instrumentação dos pilares

Neste item apresenta-se a disposição da instrumentação que foi utilizada nos pilares. A instrumentação das armaduras foi a mesma nos pilares monolíticos e não monolíticos. Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL, modelo PA-06-125AA-120-L para a leitura das deformações no aço. Para determinação das deformações no concreto, foram usados extensômetros elétricos de resistência (“straingauges”), da marca EXCEL, modelo PA-06-201BA-120-L. Os extensômetros do concreto foram alinhados aos do aço. Os pilares não monolíticos apresentaram um extensômetro na superfície do pilar antes do reforço para análise das deformações do concreto do substrato comparado ao concreto do reforço. Os posicionamentos dos extensômetros elétricos nos pilares estão apresentados nas Figuras 3.7 a 3.8.

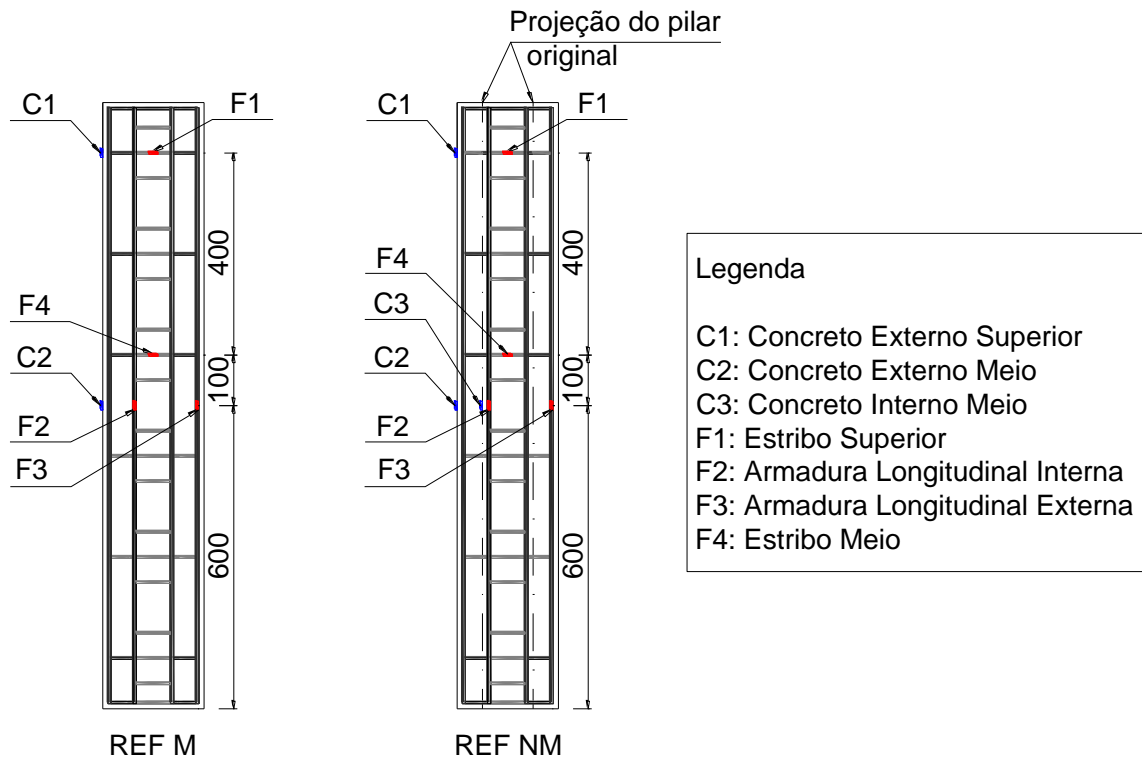


Figura 3.7 – Posicionamento dos extensômetros nos pilares REF M e REF NM

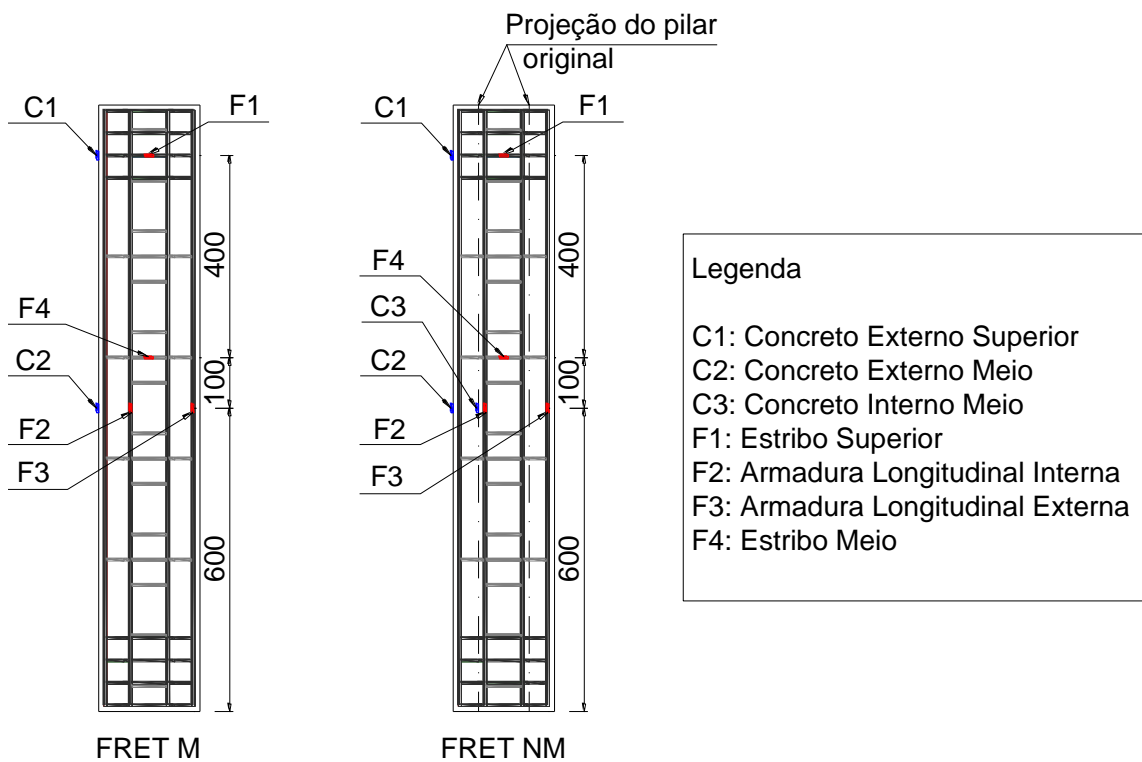


Figura 3.8 – Posicionamento dos extensômetros nos pilares FRET M e FRET NM

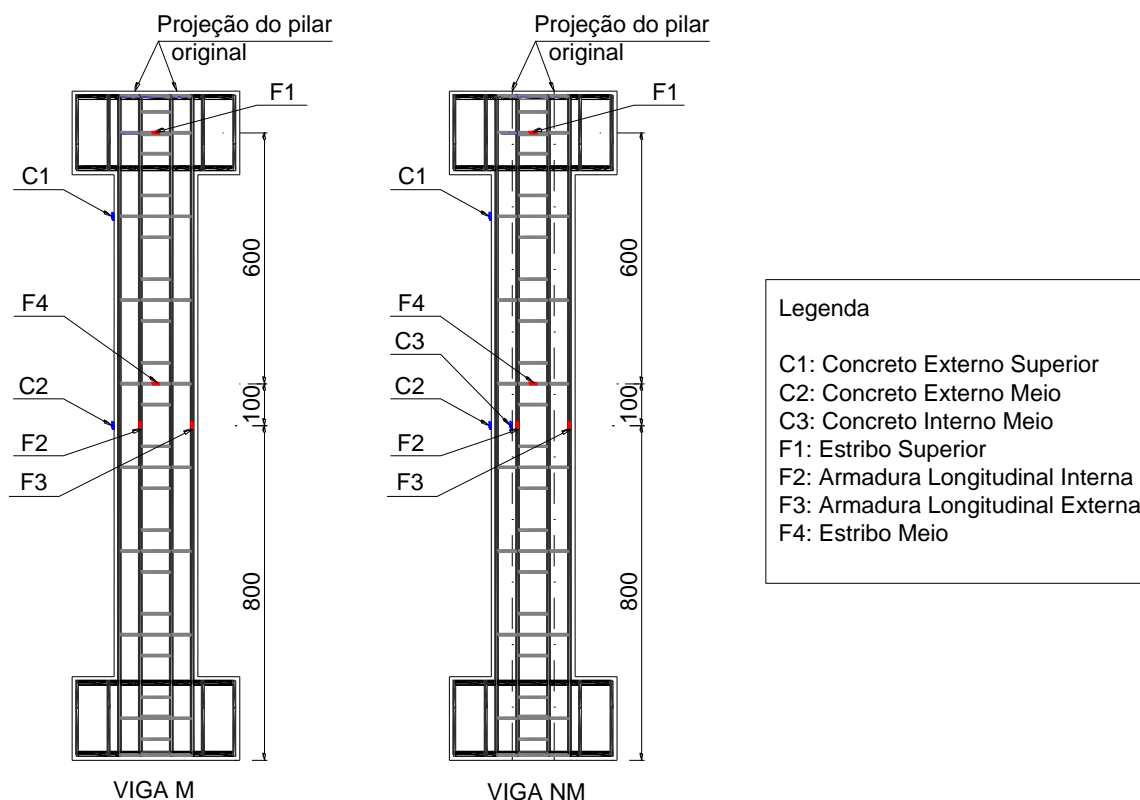


Figura 3.9 – Posicionamento dos extensômetros nos pilares VIGA M e VIGA NM

3.2.3 Sistema de ensaio

O sistema foi formado por uma prensa hidráulica, com capacidade de 2000 kN, como mostra a Figura 3.10. A leitura dos extensômetros elétricos foi realizada através de um sistema de aquisição de dados multicanal Datalogger Almemo ligado a um computador, os carregamentos foram em passos de carga de 50 kN.



Figura 3.10 – Montagem do sistema de ensaio

3.3 SÉRIE 2

3.3.1 Descrição dos pilares e nomenclatura

Nesta série foi analisado o comportamento dos pilares quanto ao confinamento do núcleo do concreto quanto ao espaçamento da armadura transversal. Outra variável importante que foi estudada é a aderência do reforço dos pilares visto que antes dos pilares originais serem reforçados foi aplicada uma camada de reboco de 1 cm simulando o reforço de um pilar real, para que fosse analisada a influência deste revestimento na aderência do reforço. Os pilares reforçados foram totalmente encamisados e submetidos a um carregamento axial.

Esta série foi composta de quatro pilares: um pilar de referência e três pilares reforçados. O pilar de referência (Figura 3.11) apresentou seção transversal $(220 \times 220) \text{ mm}^2$ e comprimento total de 1600 mm. Os pilares originais foram dimensionados com seção transversal de $(100 \times 100) \text{ mm}^2$ e comprimento inicial de 1200 mm, pois a concretagem do pilar original no comprimento total impossibilitaria a colocação da fretagem, após o reforço os pilares apresentaram as mesma

s dimensões do pilar de referência (Figura 3.12).

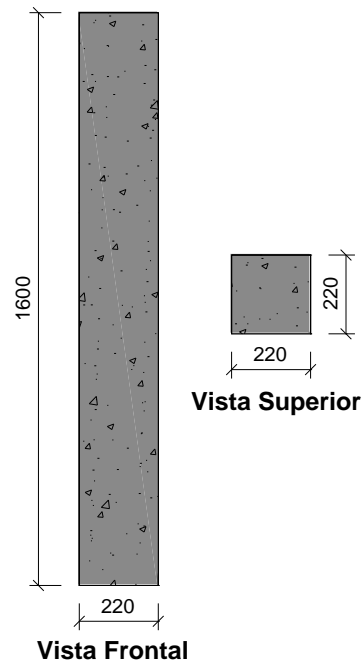


Figura 3.11 – Dimensões do pilar de referência- Série 2

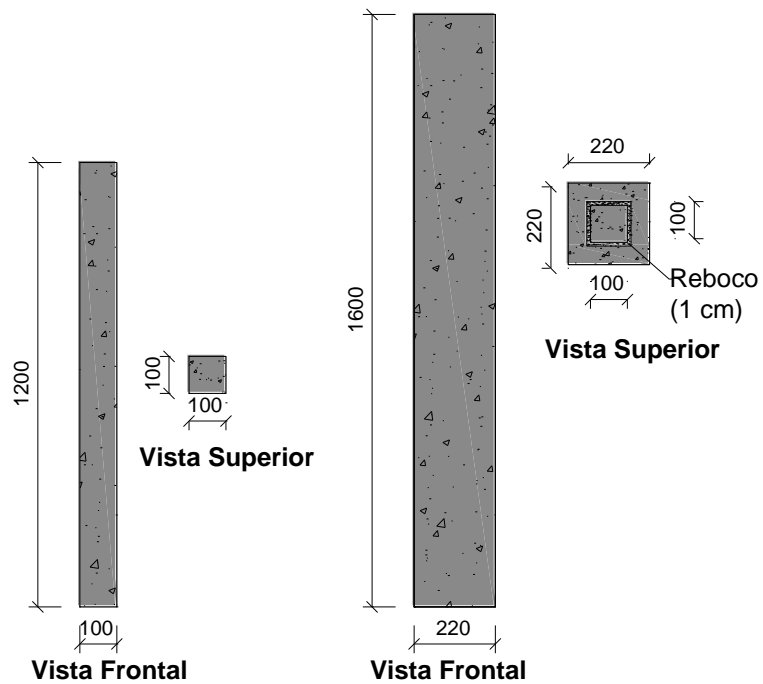


Figura 3.12 – Dimensões dos pilares reforçados – Série 2

Para o pilar de referência a armadura longitudinal foi dividida em duas camadas com 8 barras de diâmetro de 6,3 mm ($A_s = 2,49 \text{ cm}^2$ e $\rho = 0,62$), armadura transversal do pilar interno

composta por estribos com diâmetro de 4,3 mm espaçadas a 100 mm e armadura transversal do pilar externo de mesmo diâmetro espaçada a 150 mm. Como mostra a Figura 3.13.

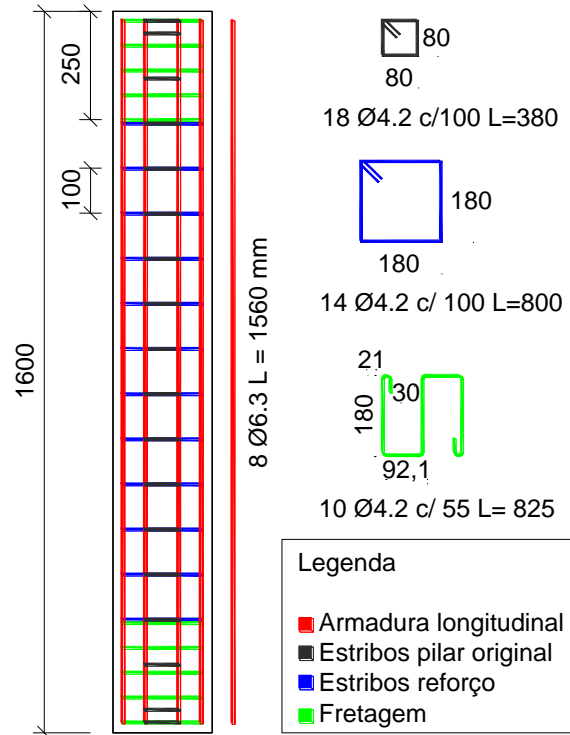


Figura 3.13 – Detalhamento da armadura do pilar PR_R

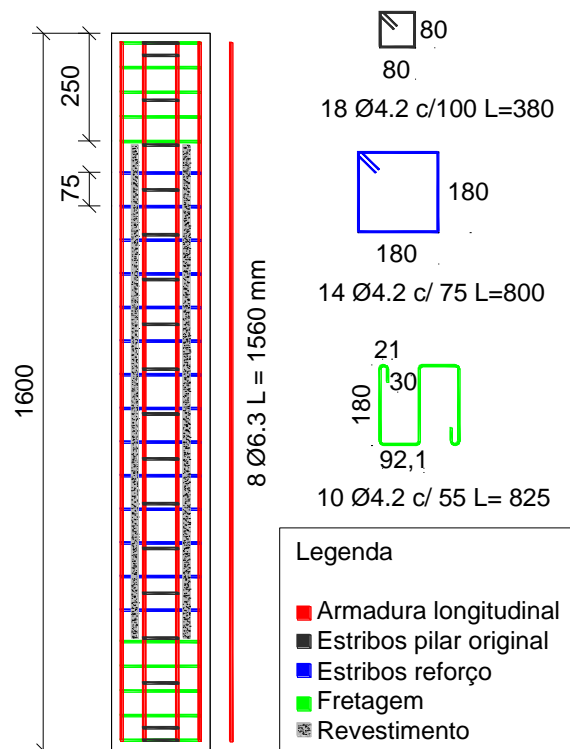


Figura 3.14 – Detalhamento da armadura do pilar PR₇₅

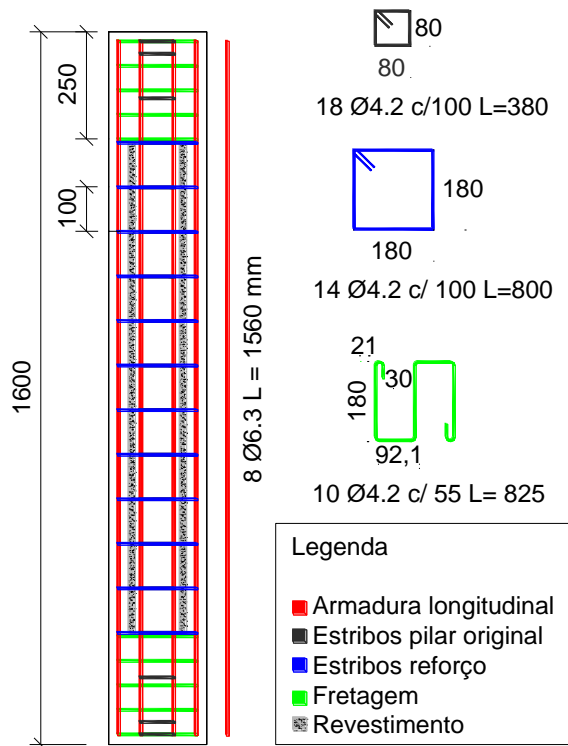


Figura 3.15 – Detalhamento da armadura do pilar PR₁₀₀

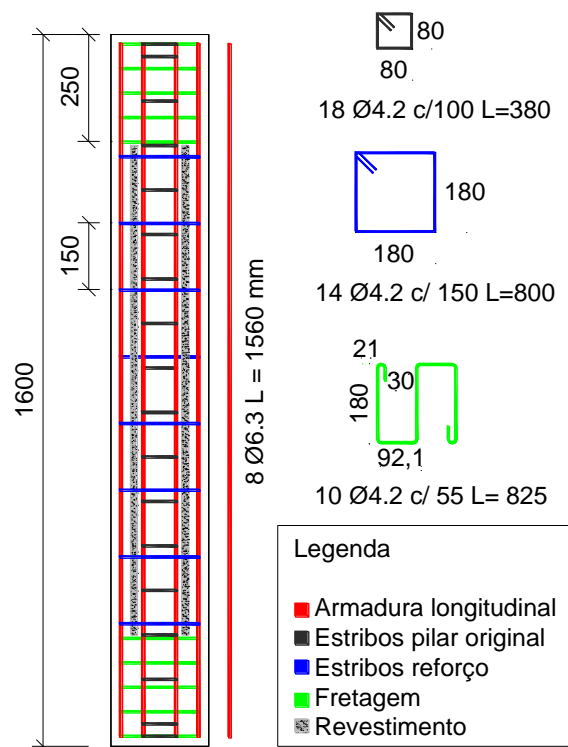


Figura 3.16 – Detalhamento da armadura do pilar PR₁₅₀

Os pilares originais apresentaram armadura longitudinal composta por 4 barras de diâmetro 6,3 mm e armadura transversal de 4,3 mm espaçadas a 100 mm. Para o reforço foi utilizada a mesma armadura longitudinal do pilar original, apresentando variação na armadura transversal. O espaçamento da armadura transversal dos três pilares reforçados, PR₇₅, PR₁₀₀ e PR₁₅₀, foi de 75 mm, 100 mm e 150 mm, respectivamente. Após o reforço os pilares apresentaram área de aço (A_s) e taxa de armadura (ρ) idêntica ao pilar de referência. Como mostram as Figuras 3.14, 3.15 e 3.16. Nesta série todos os elementos receberam armadura de fretagem nas extremidades, onde foi dispensada a armadura transversal nessa região. Os espaçamentos entre as barras seguiram as regras estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2007). A Tabela 3.3 apresenta as principais características dos pilares da Série 2.

Tabela 3.3 – Características dos pilares da Série 2

Nome	S _i (mm)	S _f (mm)	L (mm)	R _i (mm)	R _f (mm)	λ
PR _R	-	220x220	1600	-	8 Ø 6,3	21
PR ₇₅	100x100			4 Ø 6,3		
PR ₁₀₀						
PR ₁₅₀						
S _i = Seção inicial dos pilares; S _f = Seção final dos pilares; L= Comprimento total dos pilares; R _i = Armadura inicial dos pilares; R _f = Armadura final dos pilares						

Os pilares tiveram a seguinte nomenclatura:

PR_R = Pilar de referência;

PR₇₅ = Pilar reforçado com espaçamento da armadura transversal de 75 mm;

PR₁₀₀ = Pilar reforçado com espaçamento da armadura transversal de 100 mm;

PR₁₅₀ = Pilar reforçado com espaçamento da armadura transversal de 150 mm.

3.3.2 Instrumentação dos pilares

Nesta série, a instrumentação utilizada nos pilares foi idêntica para todos. Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL, modelo PA-06-125AA-120-L para a leitura das deformações no aço. Para determinação das deformações no concreto, foram usados extensômetros elétricos de resistência (“straingauges”), da marca EXCEL, modelo PA-06-201BA-120-L. Como executado na Série 1, na Série 2 os extensômetros do concreto foram alinhados aos do aço. Os posicionamentos dos extensômetros elétricos nos pilares estão mostrados nas Figuras 3.17 a 3.20.

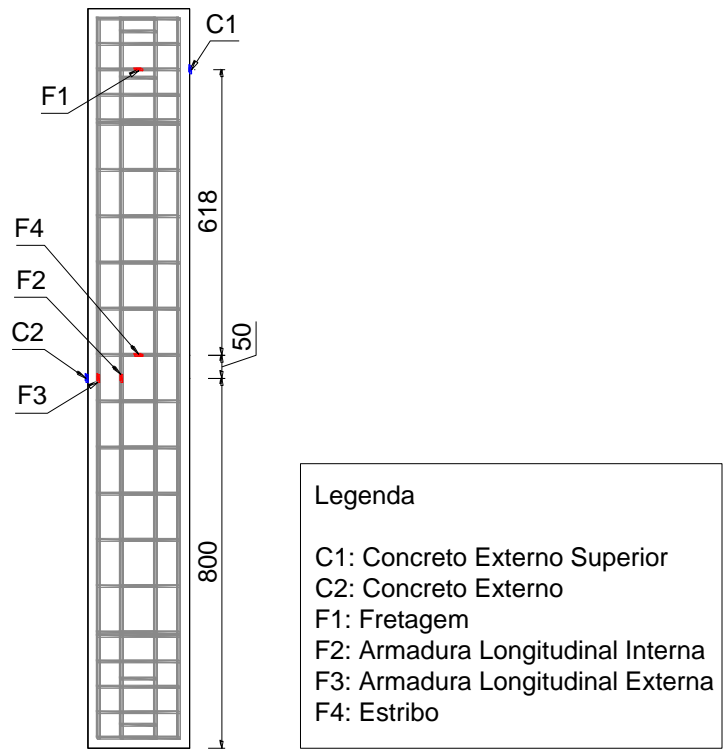


Figura 3.17 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR_R

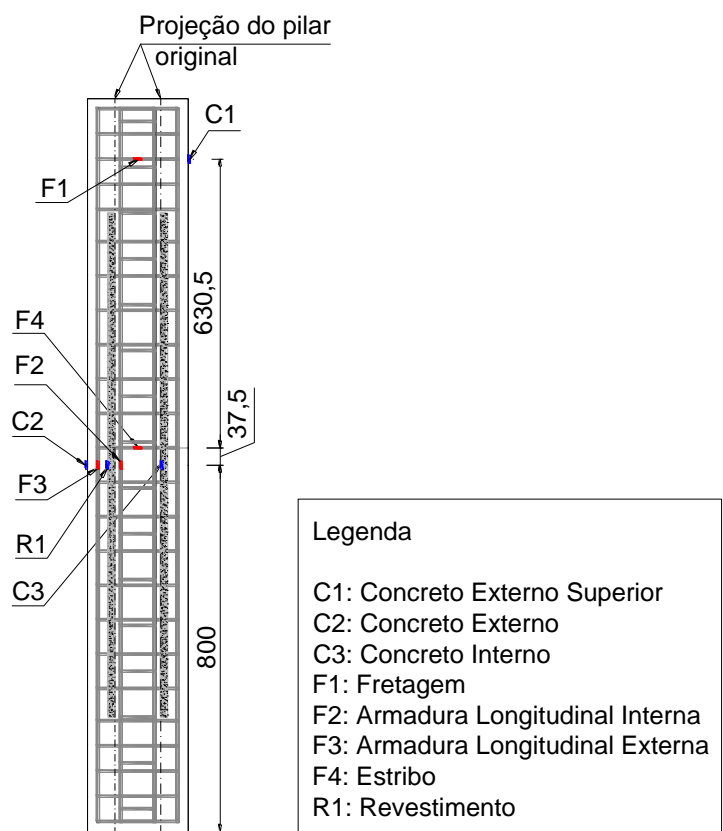


Figura 3.18 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR_{75}

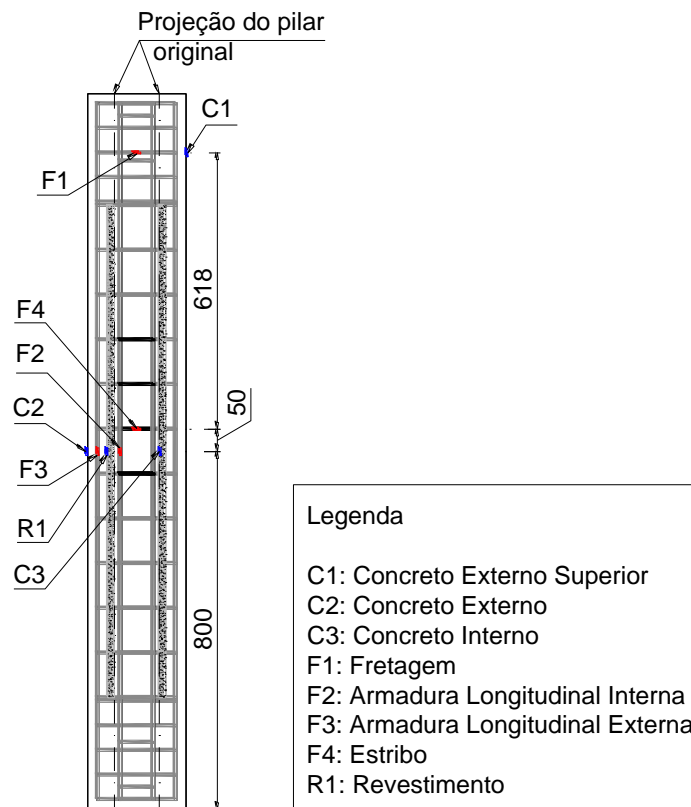


Figura 3.19 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR₁₀₀

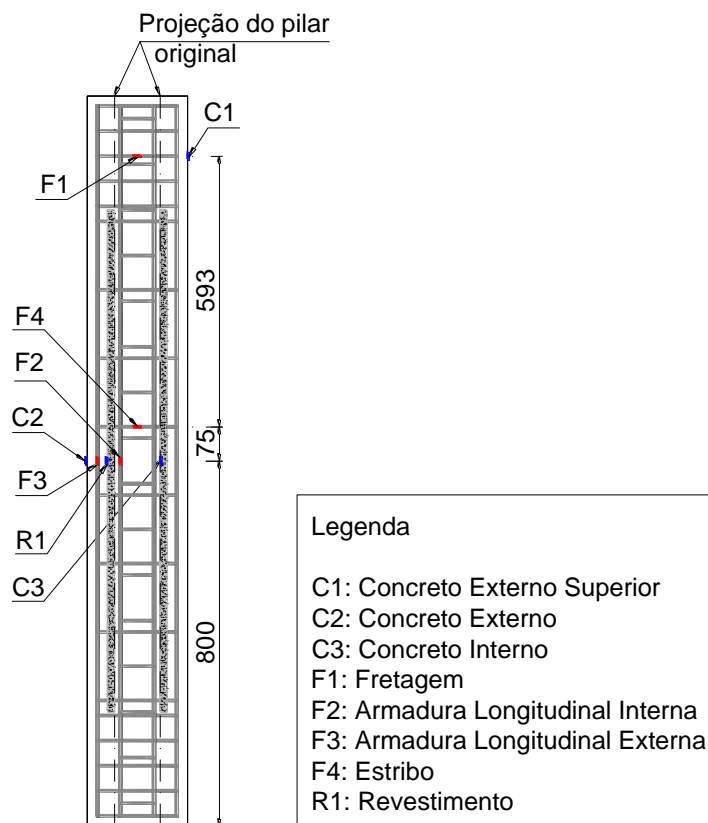


Figura 3.20 – Posicionamento dos extensômetros do pilar PR₁₅₀

3.3.3 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio utilizado, contou com uma prensa hidráulica, com capacidade de 2000 kN, conforme a Figura 3.21. Pelo fato de ser um ensaio de compressão axial, após a realização do primeiro ensaio, foi excluída a utilização dos defletômetros, pois, após a aplicação e conseqüente aumento de carga, não houve diferença dos deslocamentos laterais evidenciando a caracterização predominante de compressão. Também foi utilizado um sistema de aquisição de dados multicanal Datalogger Almemo ligado a um computador, em que a cada passo de carga (50 kN), era feita a leitura dos extensômetros elétricos.



Figura 3.21 – Montagem do sistema de ensaio

3.4 SÉRIE 3

3.4.1 Descrição dos pilares e nomenclatura

Nesta série foram confeccionados seis pilares, que foram submetidos à flexo-compressão sendo adotada uma excentricidade de 60 mm em todos os ensaios. A série foi dividida em

dois grupos: pilares reforçados à compressão e pilares reforçados à tração. Em cada grupo havia um pilar de referência, um pilar reforçado e um pilar reforçado com revestimento (reboco), simulando o reforço de pilares sem a retirada do revestimento (reboco) da seção original, como foi realizado na Série 2.

Os pilares de referência apresentaram seção transversal de (200×200) mm² e comprimento total de 1600 mm. Os pilares reforçados apresentaram inicialmente seção de (120×200) mm² e comprimento total de 1600 mm. Após o reforço os pilares apresentaram seção final idêntica aos pilares de referência, a Figura 3.22 mostra as dimensões dos pilares reforçados à tração e a Figura 3.23 os pilares reforçados à compressão. Para permitir a aplicação e transmissão da força excêntrica para o pilar, provocando momento fletor na região central, as extremidades das peças possuíram dois consolos, um na base e outro no topo.

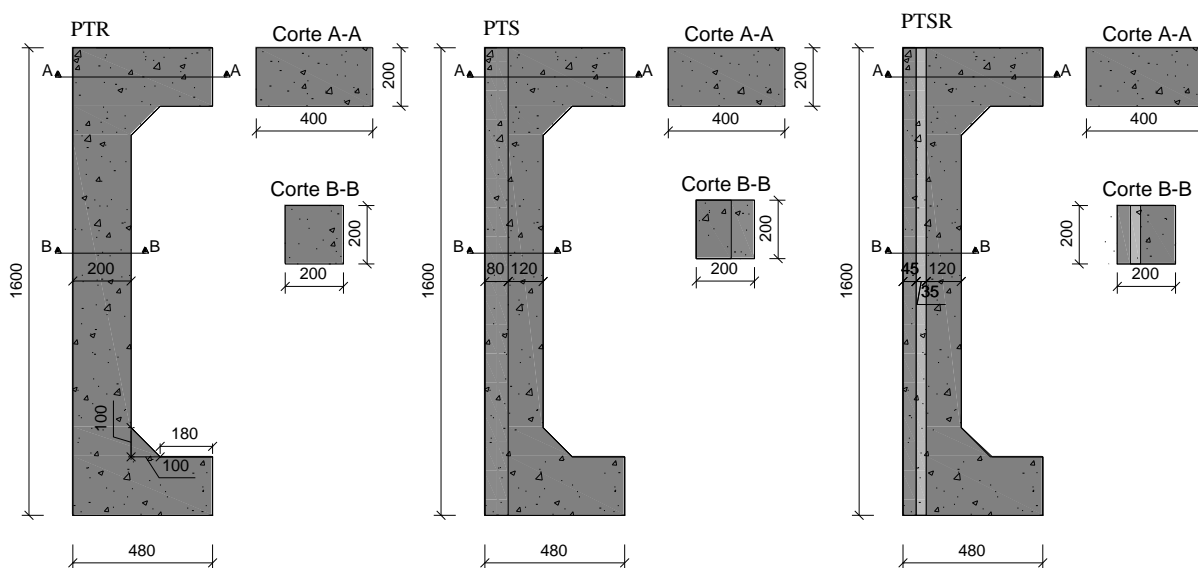


Figura 3.22 – Dimensões dos pilares de referência e reforçados à tração

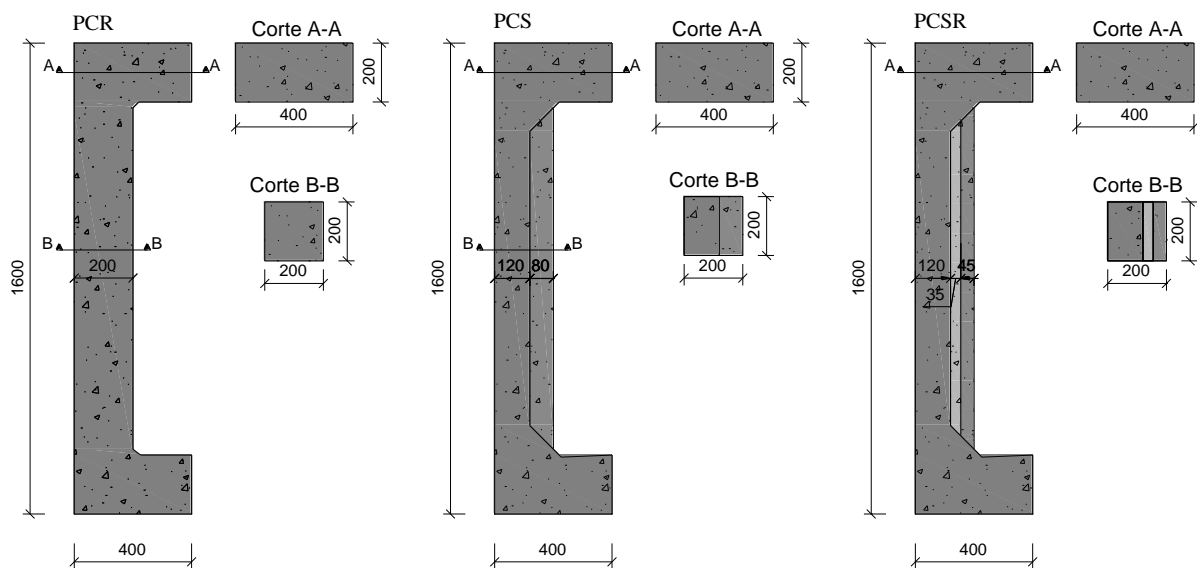


Figura 3.23 – Dimensões dos pilares de referência e reforçados à compressão

A armadura longitudinal dos pilares de referência foi composta de 6 barras retas nervuradas de diâmetro nominal igual a 10 mm ($A_s = 4,71 \text{ mm}^2$, $\rho=1,18\%$). A armadura transversal foi composta por estribos de cinco milímetros de diâmetro, com espaçamento igual a 100 mm, na região central, e 50 mm, próximo das extremidades das peças, além disso, foram utilizados estribos adicionais idênticos aos que foram usados nos pilares reforçados de diâmetro nominal de 5,0 mm espaçados a 50 mm. Será utilizada uma armadura de fretagem nas extremidades dos pilares, para resistir a grande concentração de tensões nessas regiões e evitar uma ruptura localizada.

A armadura longitudinal original de todos os pilares que foram reforçados consistiu em 4 barras retas nervuradas de diâmetro nominal igual a 10 mm ($A_s= 314 \text{ mm}^2$, $\rho=1,31\%$). Armadura transversal foi idêntica a dos pilares de referência, com exceção dos estribos adicionais que foram usados no reforço dos pilares. Após o reforço, armadura dos pilares reforçados ficou idêntica a dos pilares de referência. Os espaçamentos entre as barras seguiram as regras estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2007). As Figuras 3.24 e 3.25 mostram o detalhamento das armaduras finais dos pilares.

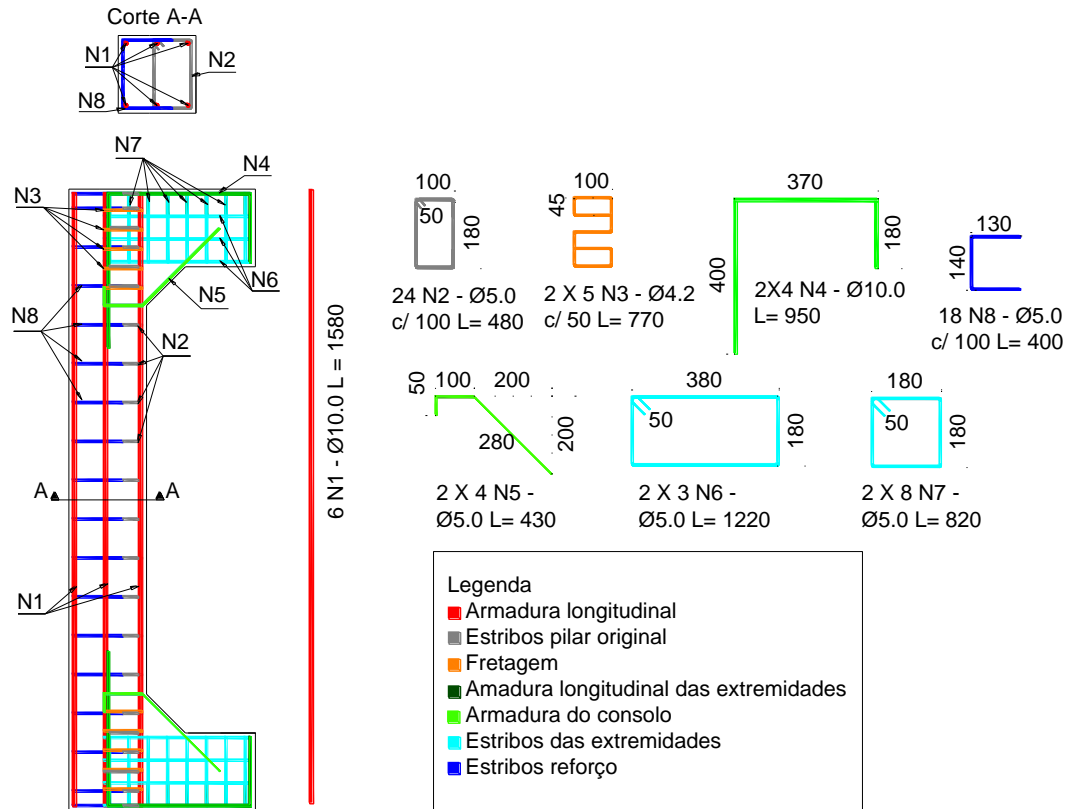


Figura 3.24 – Detalhamento da armadura dos pilares de referência e reforçados à tração

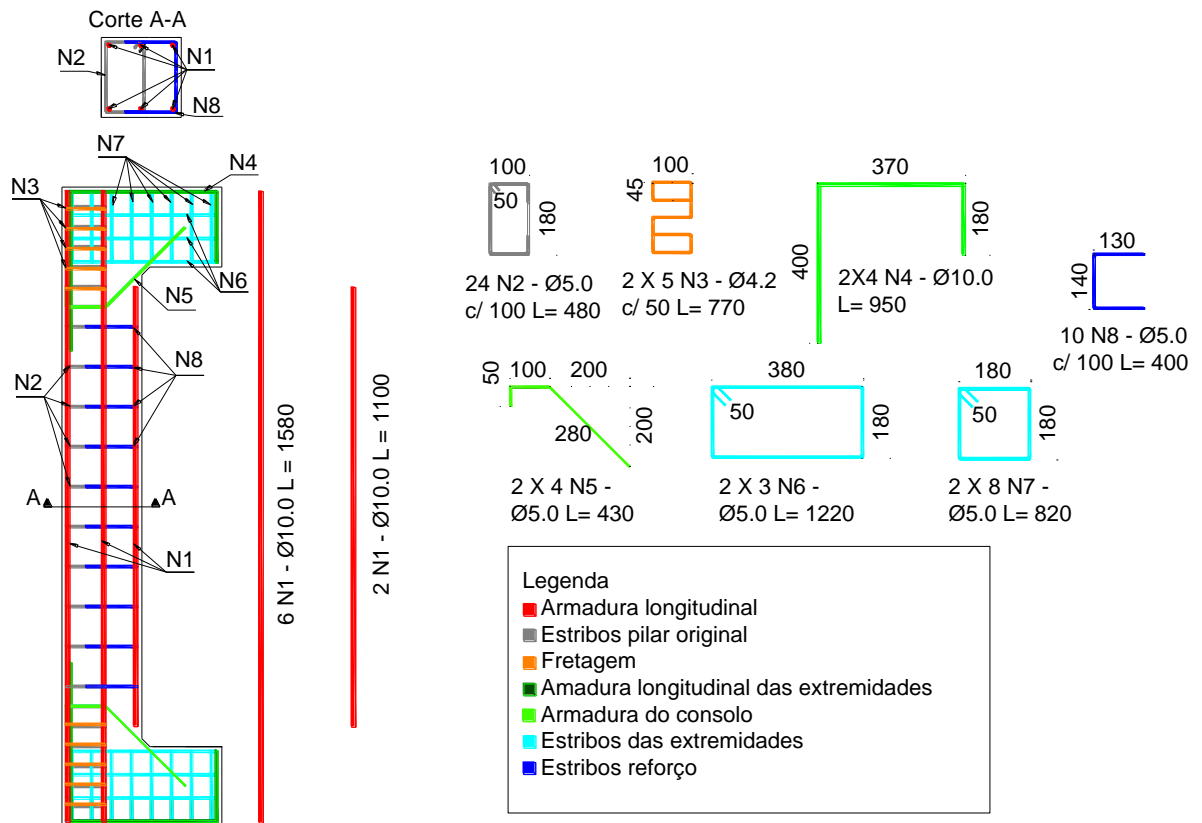


Figura 3.25 – Detalhamento da armadura dos pilares de referência e reforçados a compressão

Tabela 3.4 – Características dos pilares da Série 3

Nome	e (mm)	Zona de reforço	E_r (mm)	R_i	R_r	λ
PTR	60	Tração	80	6 Ø 10,0	-	28
PTS		Tração		4 Ø 10,0	2 Ø 10,0	
PTSR		Tração		6 Ø 10,0	-	
PCR		Compressão		4 Ø 10,0	2 Ø 10,0	
PCS		Compressão				
PCSR		Compressão				
e (mm) = Excentricidade; E_r (mm) = Espessura do reforço; R_i = Armadura original e de referência; R_r = Armadura de reforço.						

Nomenclatura utilizada nos pilares:

PTR = Pilar de referência à tração;

PTS = Pilar reforçado na região tracionada;

PTSR = Pilar reforçado na região tracionada com revestimento;

PCR = Pilar de referência à compressão;

PCS = Pilar reforçado na região comprimida;

PCSR = Pilar reforçado na região comprimida com revestimento.

3.4.2 Metodologia experimental

A execução desta série de pilares foi desenvolvida na seguinte sequência: montagem e instrumentação das armaduras dos pilares de referência e dos pilares originais que seriam reforçados, montagem das fôrmas, concretagem e retirada das fôrmas, montagem e instrumentação das armaduras do reforço, execução do revestimento nos pilares PTSR e PCSR, execução do reforço, montagem do pilar no pórtico, instrumentação complementar e execução dos ensaios.

3.4.2.1 Montagem e instrumentação das armaduras dos pilares.

As armaduras dos pilares foram montadas no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA. Foram utilizadas barras de aço de um mesmo lote para que fossem mantidas as mesmas características do material. A Figura 3.26 mostra a armadura montada e instrumentada. Foram instrumentadas 3 barras em cada pilar, duas na seção original das peças e uma na seção do reforço. Todos os pilares foram instrumentados a meia altura, considerando o ponto teórico de maior deformação das barras.

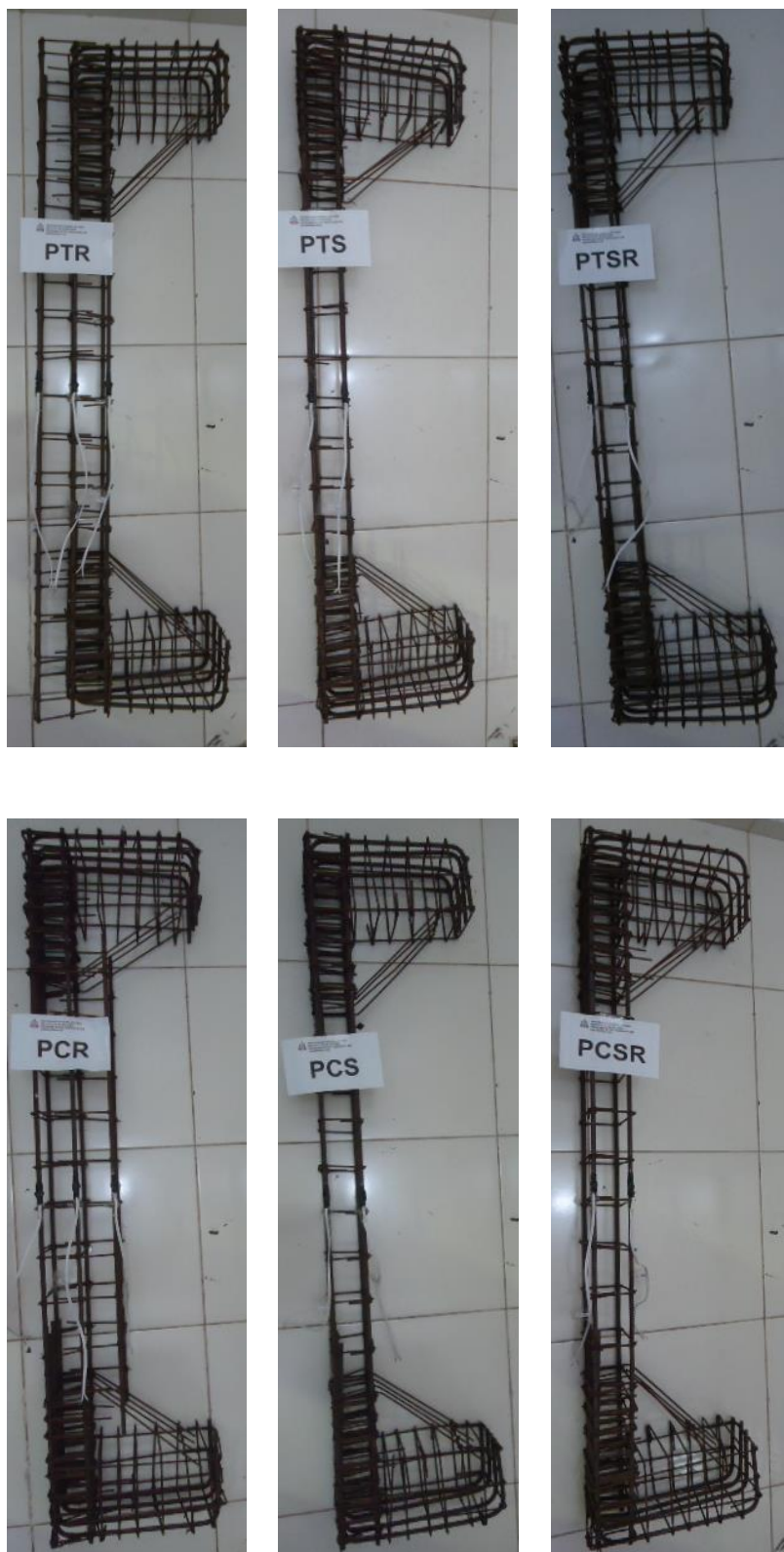


Figura 3.26 – Armadura utilizada nos pilares

3.4.2.2 Fôrmas

As fôrmas utilizadas para a moldagem dos pilares foram confeccionadas em folhas de madeira compensada e ripão. A fixação das mesmas foi feita com pregos. Um conjunto de três fôrmas foi utilizado na moldagem dos pilares. A Figura 3.27 mostra as fôrmas utilizadas.



Figura 3.27 – Fôrmas utilizadas na moldagem dos pilares

3.4.2.3 Concretagem dos pilares

Após a confecção, as formas foram untadas com óleo, utilizado como desmoldante. Então foram colocados espaçadores plásticos, para garantir o cobrimento necessário, nas armaduras e estas foram posicionadas nas fôrmas. Para o travamento das fôrmas foram utilizados pequenos pedaços de ripão para impedir a abertura da mesma durante o lançamento e adensamento do concreto. Para facilitar a moldagem, os pilares foram concretados horizontalmente em função da grande quantidade de armadura de fretagem na região dos consolos. Foi utilizado um concreto dosado *in loco*, com resistência média à compressão estimada em 30 MPa aos 28 dias. A Tabela 3.5 apresenta a dosagem do concreto para a produção de um metro cúbico.

Tabela 3.5 – Dosagem do concreto

Material	Quantidade
Cimento CP II Z 32	363,7
Agregado graúdo	1044,9
Agregado miúdo	664,5
Água	230,0
A/C	0,6

O concreto foi levado até as fôrmas em carrinhos, e adensado mecanicamente com vibrador de imersão. O acabamento foi feito com colher de pedreiro, régua e desempenadeira. Os pilares receberam cura úmida, foram colocados sacos de aniagem na superfície que eram molhados diariamente. Após 7 dias, foi feita a desforma dos pilares, que começaram a ser preparados para a execução do reforço.

3.4.2.4 Execução do reforço

A execução do reforço foi realizada de maneira diferente nos pilares reforçados à tração e nos pilares reforçados à compressão. Para a realização do reforço nos pilares reforçados à tração PTS e PTSR, foram executados furos de 60 mm de profundidade nos pilares com o auxílio de uma furadeira de impacto, para a colocação da armadura transversal do reforço, afastados da borda a uma distância de 30 mm (Figura 3.28), com espaçamento de aproximadamente 100 mm, (Figura 3.29 – a). Após a realização dos furos, estes foram limpos com água e jatos de ar, a fim de evitar o acúmulo de pó que impedissem a aderência eficiente da armadura. A armadura transversal foi posicionada e chumbada com adesivo epóxi (Figura 3.29 – b), simulando o procedimento realizado na prática nas construções civis. Ao final desta etapa, foram colocados os extensômetros complementares no concreto. O pilar PTSR recebeu após a colocação dos extensômetros, uma camada de revestimento (Figura 3.29 – c). Novamente foi realizada a colocação de extensômetros, agora na superfície do revestimento. Finalmente foram posicionadas as armaduras longitudinais já instrumentadas para posterior colocação das fôrmas nas peças (Figura 3.29 – d/e), para a finalização do reforço (Figura 3.29 – f).

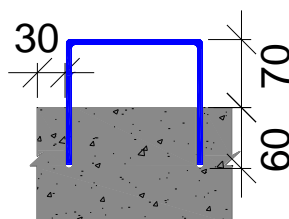


Figura 3.28 – Detalhe da seção do pilar com armadura de reforço

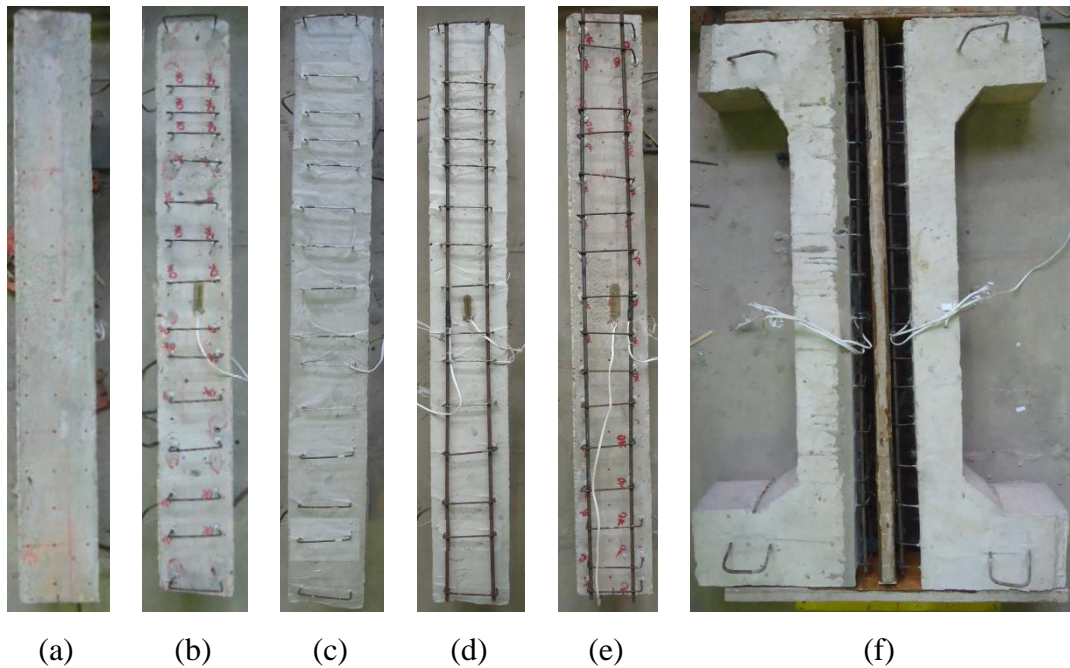


Figura 3.29 – Etapas do reforço dos pilares reforçados á tração

Os pilares reforçados à compressão foram concretados com a armadura transversal de reforço (Figura 3.30 – a), evitando assim a etapa de furação do concreto e posicionamento da armadura com adesivo epóxi. A primeira etapa foi a colocação dos extensômetros complementares do concreto (Figura 3.30 – b), em seguida no pilar PCSR foi realizado o revestimento e então executada a colagem do extensômetro no mesmo (Figura 3.30 – c). Por fim foram posicionadas as armaduras longitudinais já instrumentadas e as fôrmas para a finalização do reforço (Figura 3.30 – d/e).

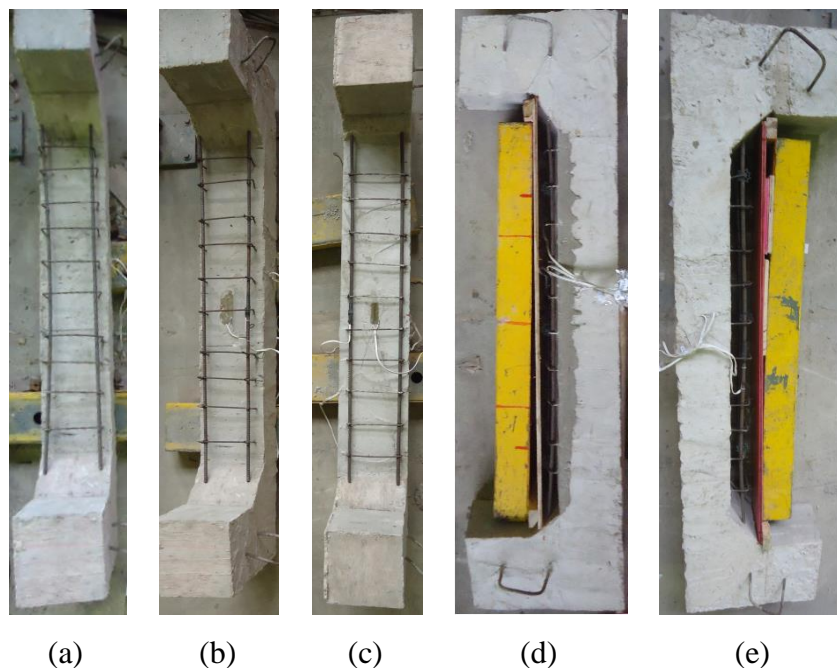


Figura 3.30 – Etapas do reforço dos pilares reforçados á compressão

O concreto utilizado no reforço apresentou a mesma dosagem do utilizado na moldagem das peças originais. O concreto foi dosado para atingir resistência média à compressão de 30 MPa aos 28 dias. A desforma foi após sete dias e os ensaios começaram a partir do trigésimo dia da data da concretagem.

3.4.3 Instrumentação das armaduras dos pilares originais e de referência

Neste item apresenta-se a instrumentação que foi utilizada nas armaduras dos pilares de referência e reforçados. Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL do tipo PA-06-125AA-120-L. Os posicionamentos dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares PTR, PTS e PTSR, estão apresentados na Figura 3.31, para os pilares PCR, PCS e PCSR a disposição da instrumentação está na Figura 3.32. Todos os extensômetros foram alinhados à meia altura em todos os pilares.

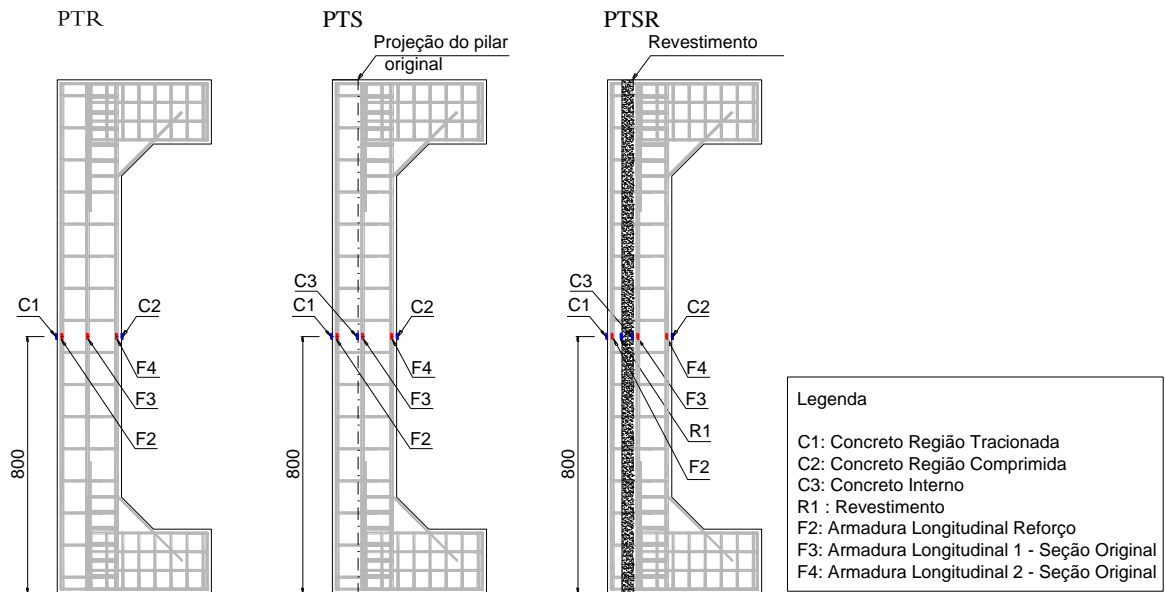


Figura 3.31 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nos pilares de referência e reforçados à tração

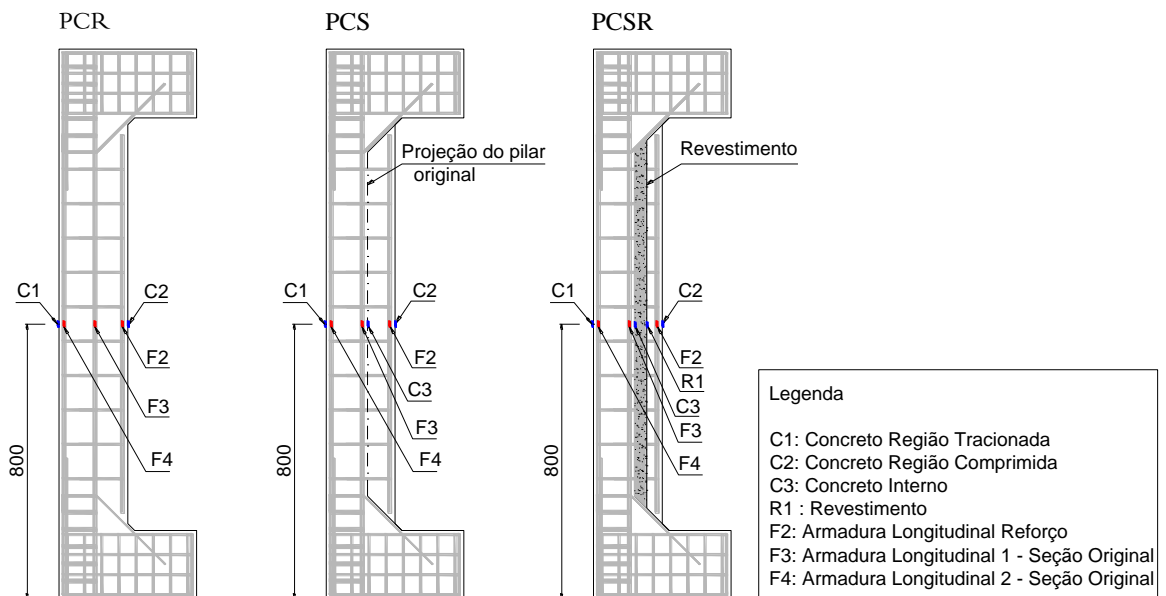


Figura 3.32 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nos pilares de referência e reforçados à compressão

3.4.4 Medidas dos deslocamentos

Para as leituras dos deslocamentos foram utilizados relógios comparadores digitais, com precisão de 0,01 mm e leitura máxima de 14 mm, acoplados em bases magnéticas. As Figuras 3.33 e 3.34 apresentam o posicionamento dos relógios comparadores que foram utilizados para medir os deslocamentos verticais e horizontais dos modelos durante os ensaios.

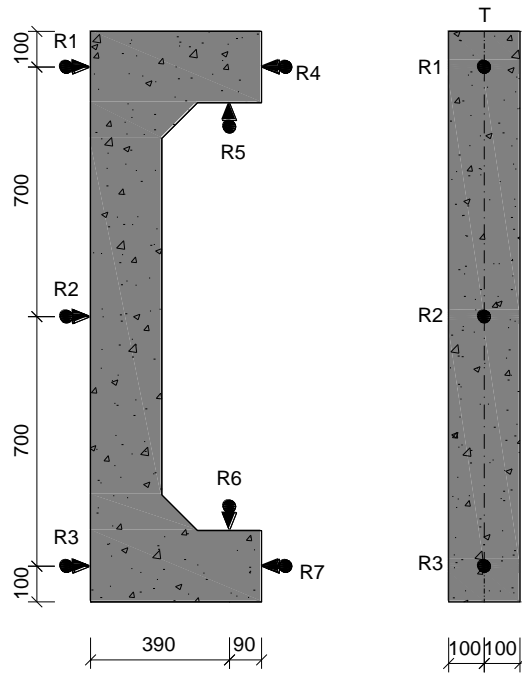


Figura 3.33 – Posicionamento dos relógios comparadores nos pilares de referência e reforçados à tração

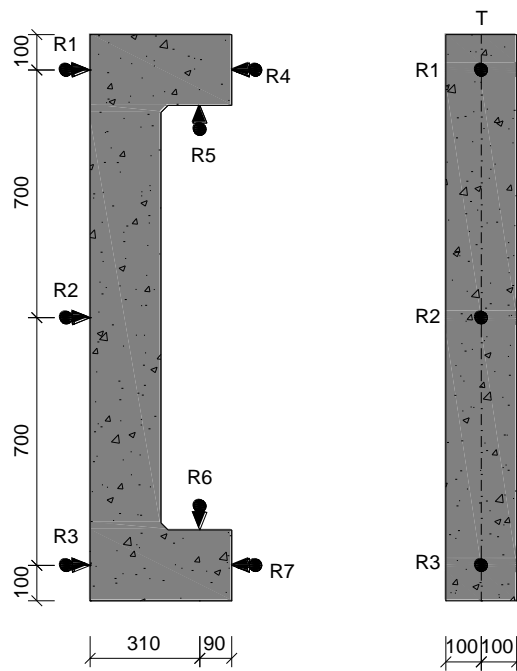


Figura 3.34 – Posicionamento dos relógios comparadores nos pilares de referência e reforçados à compressão

3.4.5 Sistema de ensaio

A Figura 3.28 mostra o sistema de ensaio que foi montado no Laboratório de Resistência dos Materiais da UFPA. Este sistema foi formado por um pórtico metálico fixo à laje de reação,

01 cilindro hidráulico com capacidade de 2000 kN, 01 bomba hidráulica para o acionamento do cilindro hidráulico, 01 célula de força com capacidade de 2000kN e precisão de 0,5 kN, 01 indicador digital para acompanhar e controlar o carregamento. A liberdade de rotação dos apoios foi garantida por duas rótulas posicionadas nas extremidades dos pilares, permitindo o efeito de flexo-compressão desejado. A Figura 3.35 apresenta o esquema das rótulas utilizadas nos ensaios. A leitura dos extensômetros elétricos foi realizada através do Datalogger Almemo, tanto para os sensores instalados nas armaduras como nas superfícies de concreto. A Figura 3.36 apresenta o sistema de ensaio utilizado.

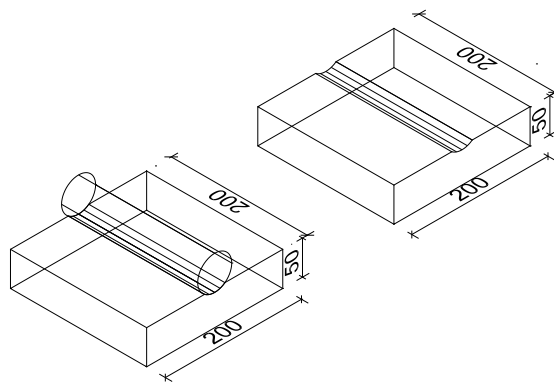


Figura 3.35 – Esquema com as duas partes componentes da rótula



Figura 3.36 – Sistema de ensaio

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 MATERIAIS

4.1.1 SÉRIE 1

4.1.1.1 Concreto

O concreto utilizado para a confecção dos corpos-de-prova foi dosado “in loco” conforme a Tabela 4.11. Como agregado graúdo foi utilizado o seixo rolado de diâmetro máximo igual a 12,5 mm e como agregado miúdo foi utilizado uma areia quartzolítica, os ensaios de caracterização desses materiais foram feitos de acordo com a norma NM 248 (ABNT, 2003). Para a confecção dos pilares originais e monolíticos foi utilizado o aditivo plastificante MURAPLAST FK 99, o mesmo traço foi utilizado para a confecção do reforço onde foi utilizado o aditivo superplastificante GLENIUM 51, devido à presença da fretagem e do trecho de viga e das dificuldades apresentadas na primeira concretagem na vibração do concreto constituinte da parte mais densa da armadura.

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram realizados de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 2007) no laboratório de resistência dos materiais da Universidade Federal do Pará e obteve-se o resultado médio de 29 MPa,. Os resultados dos ensaios de compressão encontram-se na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Dosagem do concreto

Material	Quantidade
Cimento CP II Z 32	363,7
Agregado graúdo	1044,9
Agregado miúdo	664,5
Água	230,0
Aditivo	75,0
A/C	0,6

Tabela 4.2 – Resistência à compressão do concreto

Corpo-de-prova	f _{ck} (MPa)		
	Original	Reforço	Média
REF M	29	-	29
REF NM	25	28	26
FRET M	31	-	31
FRET NM	25	27	26
VIGA M	32	-	32
VIGA NM	25	28	27
			29

4.1.1.2 Caracterização do aço

Para a confecção das armaduras, foi utilizado na armadura longitudinal aço CA 50 de Ø 6,3 mm e na armadura transversal aço CA 60 Ø 4,2, embora a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) recomende o uso dos diâmetros mínimos de 10,0 mm para armadura longitudinal e 5,0 mm para as armaduras transversais, no entanto esta recomendação não foi seguida para que não houvesse grande aumento da capacidade resistente das peças em virtude da limitação da capacidade da prensa. Na Tabela 4.3 são apresentadas as propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração, seguindo as orientações da NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013).

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados

Ø (mm)	A _s (mm ²)	f _{ys} (MPa)	ε _{ys} (‰)	f _u (MPa)	E _s (GPa)
4,2	13,8	600,0	5,0	660,0	210,0
6,3	31,2	543,7	2,7	597,8	197,7

4.1.2 SÉRIE 2

4.1.2.1 Concreto

O traço do concreto utilizado na Série 2 foi o mesmo da Série 1. Conforme Tabela 4.4. Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram realizados de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 2007) no laboratório de resistência dos materiais da Universidade Federal do Pará e obteve-se resultado médio de 31 MPa,. Os resultados dos ensaios de compressão encontram-se na Tabela 4.5.

Tabela 4.4 – Dosagem do concreto

Material	Quantidade
Cimento CP II Z 32	363,7
Agregado graúdo	1044,9
Agregado miúdo	664,5
Água	230,0
Aditivo	75,0
A/C	0,6

Tabela 4.5 – Resistência à compressão do concreto

Corpo-de-prova	f _{ck} (MPa)		
	Original	Reforço	Média
PR _R	30	-	30
PR ₇₅	25	38	32
PR ₁₀₀	25	35	30
PR ₁₅₀	25	35	30
			31

4.1.2.2 Revestimento

Os pilares PR_{7,5}, PR₁₀ e PR₁₅, receberam uma camada de revestimento, tipo reboco, na seção original antes do reforço, esta argamassa foi confeccionada em um traço 1:6 com adição do aditivo SIKACAL para a melhora da trabalhabilidade simulando a prática de camada única utilizada nas obras civis. Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram realizados de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 2007) no laboratório de resistência dos materiais da Universidade Federal do Pará e obteve-se resultado médio de 7 MPa.

4.1.2.3 Caracterização do aço

Conforme executado na Série 1, na Série 2 na confecção das armaduras, foi utilizado na armadura longitudinal aço CA 50 de Ø 6,3 mm e na armadura transversal aço CA 60 Ø 4,2, embora a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) recomende o uso dos diâmetros mínimos de 10,0 mm para armadura longitudinal e 5,0 mm para as armaduras transversais, no entanto esta recomendação não foi seguida para que não houvesse grande aumento da capacidade resistente das peças em virtude da limitação da capacidade da prensa. Na Tabela 4.6 são apresentadas as propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração, seguindo as orientações da NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013).

Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados

\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
4,2	13,8	600,0	5,0	660,0	210,0
6,3	31,2	543,7	2,7	597,8	197,7

4.1.3 SÉRIE 3

4.1.3.1 Concreto

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram realizados de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 2007) no laboratório de resistência dos materiais da Universidade Federal do Pará e obteve-se resultado médio de 33 MPa. Os resultados dos ensaios de compressão encontram-se na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Resistência à compressão do concreto

Corpo-de-prova	f_{ck} (MPa)		
	Original	Reforço	Média
PTR	30	-	30
PTS	35	33	34
PTSR ₀	35	33	34
PCR	30	-	30
PCS	35	34	34
PCSR	35	34	34
			33

4.1.3.2 Revestimento

Os pilares PTRS e PCRS receberam uma camada de revestimento, tipo reboco, na seção original antes do reforço, esta argamassa foi confeccionada em um traço 1:6, o mesmo utilizado na Série 2, com adição do aditivo SIKACAL para a melhora da trabalhabilidade simulando a prática de camada única utilizada nas obras civis. Os ensaios para a determinação da resistência à compressão foram realizados de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 2007) no laboratório de resistência dos materiais da Universidade Federal do Pará e obteve-se resultado médio de 7 MPa.

4.1.3.3 Caracterização do aço

O aço utilizado na armadura longitudinal foi o aço CA 50 de Ø 10 mm e na armadura transversal aço CA 60 Ø 5,0 mm. Na Tabela 4.8 são apresentadas as propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração, seguindo as orientações da NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013).

Tabela 4.8 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados

\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
5,0	19,6	554,0	4,53	667,3	209,0
10,0	78,5	504,0	2,65	599,3	190,0

4.2 RESULTADOS DOS PILARES

4.2.1 SÉRIE 1

4.2.1.1 Deformações específicas na armadura

Nesta série foram instrumentadas duas barras longitudinais, uma barra da armadura longitudinal do pilar com seção (100 x 100) mm² e uma barra da armadura longitudinal do reforço, uma armadura transversal na região central do pilar e uma armadura transversal na extremidade superior de cada pilar. A instrumentação do aço das barras longitudinais foi feita à meia seção de todos os pilares, alinhada a instrumentação da armadura transversal. A nomenclatura utilizada na instrumentação dos pilares está disposta na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Nomenclatura da instrumentação

F1	Extensômetro da armadura transversal da extremidade
F2	Extensômetro da barra longitudinal da seção (100 x 100) mm ²
F3	Extensômetro da barra longitudinal do reforço
F4	Extensômetro da armadura transversal – seção central
C1	Extensômetro do concreto do reforço – seção superior
C2	Extensômetro do concreto do reforço – seção central
C3	Extensômetro do concreto da seção (100 x 100) mm ²

As Figuras 4.1 a 4.6 mostram os gráficos de carga x deformação das armaduras longitudinais dos pilares ensaiados. O pilar REF NM apresentou deformações semelhantes ao pilar monolítico REF M. O pilar FRET NM apresentou comportamento semelhante ao do pilar

monolítico FRET M. Os pilares internos dos pilares VIGA M e VIGA NM apresentaram comportamento idêntico ao da camada mais externa, mas somente o pilar VIGA M apresentou deformações significativas que indicaram o escoamento da barra nesta camada. As armaduras transversais e as armaduras localizadas nas extremidades dos pilares não apresentaram deformações significativas como pode ser observado nas Figuras 4.7 a 4.18.

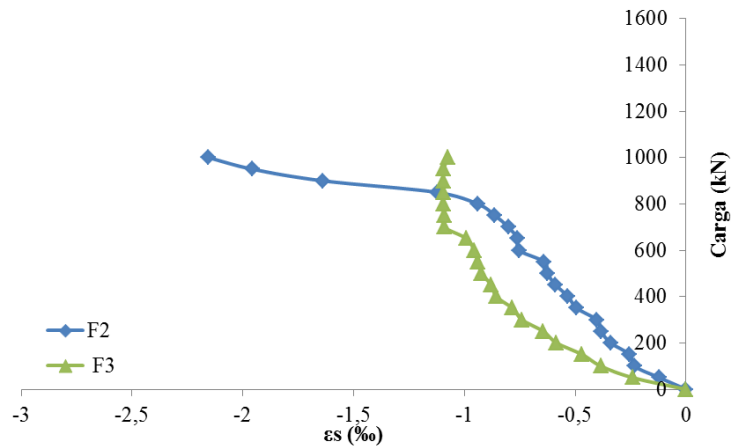


Figura 4.1 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar REF M

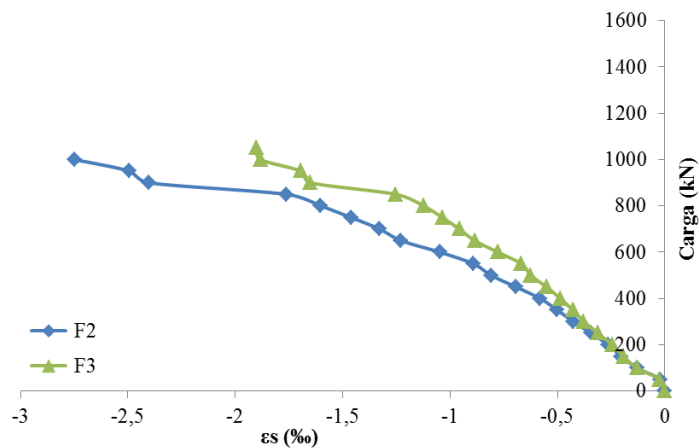


Figura 4.2 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar REF NM

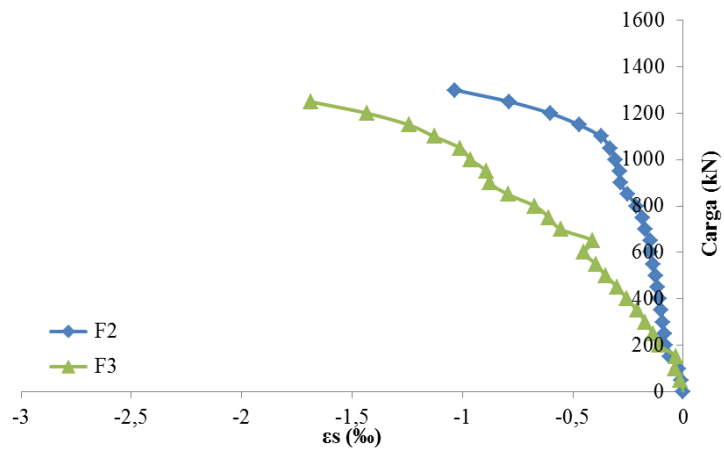


Figura 4.3 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar FRET M

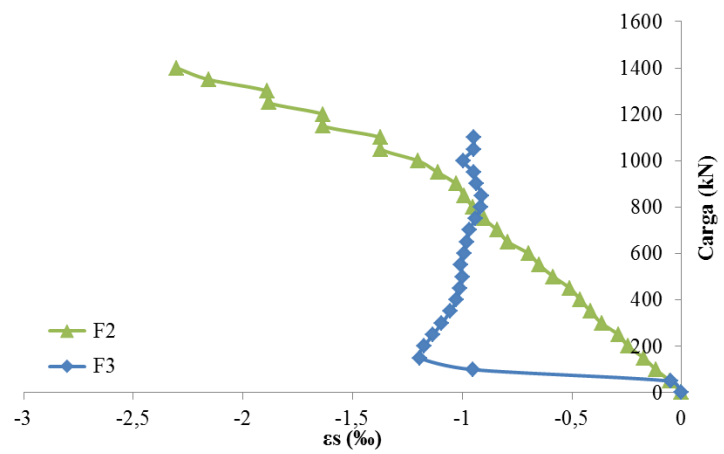


Figura 4.4 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar FRET NM

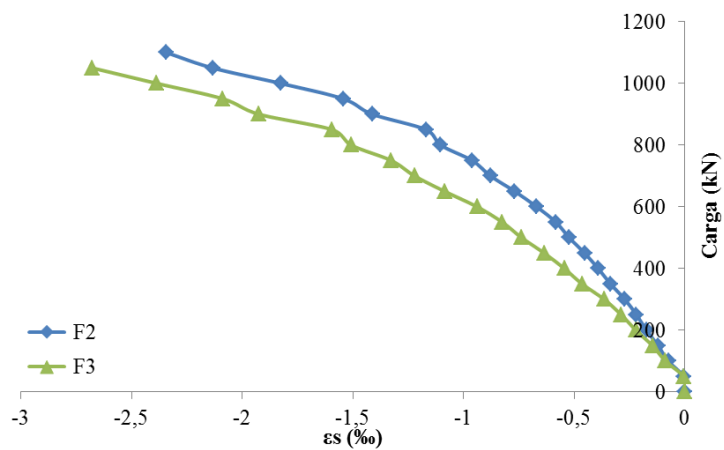


Figura 4.5 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar VIGA M

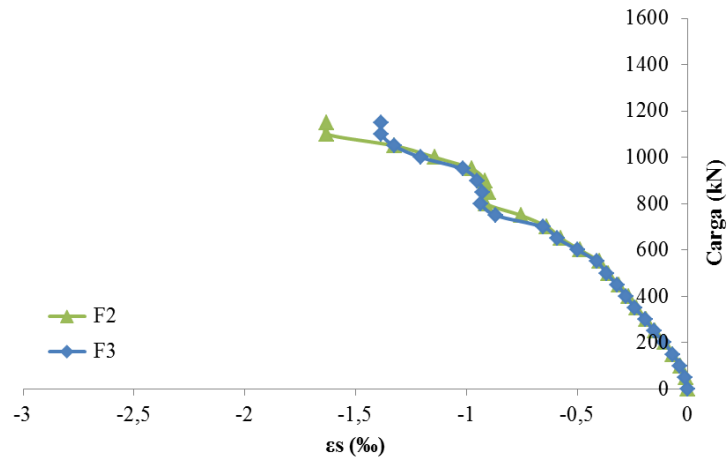


Figura 4.6 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar VIGA NM

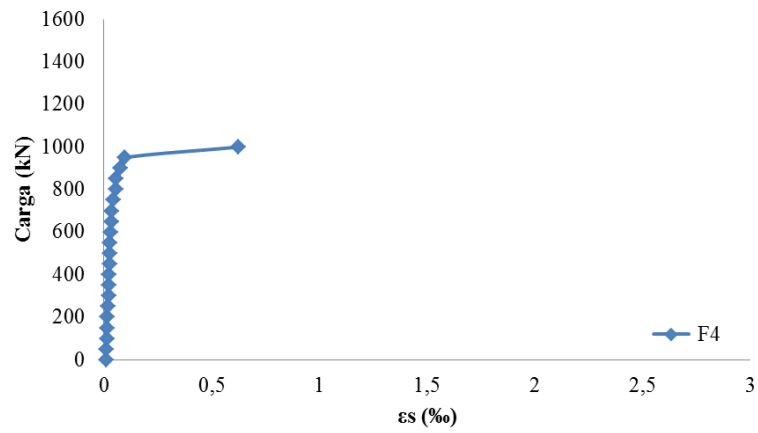


Figura 4.7 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar REF M

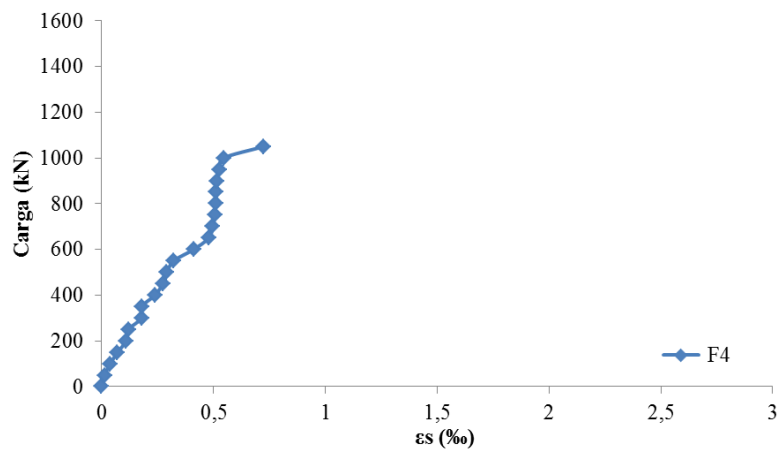


Figura 4.8 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar REF NM

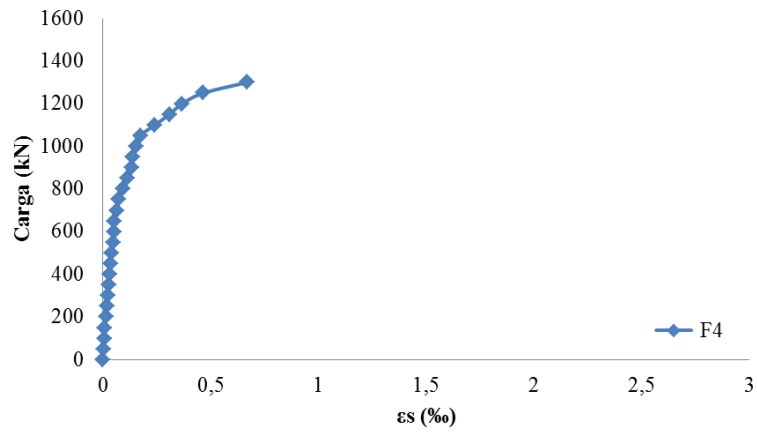


Figura 4.9 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar FRET M

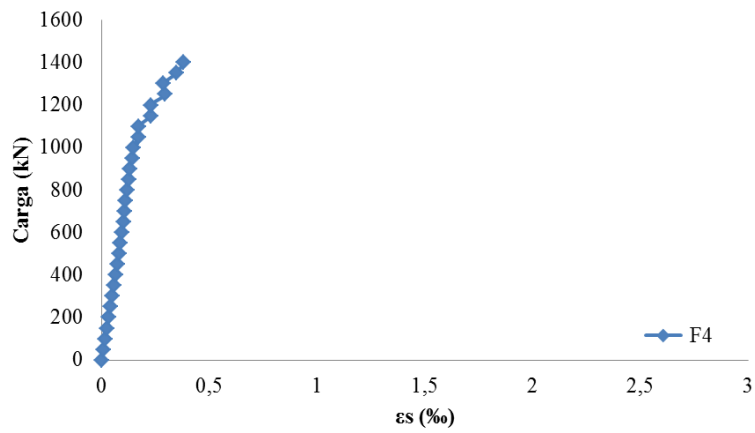


Figura 4.10 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar FRET NM

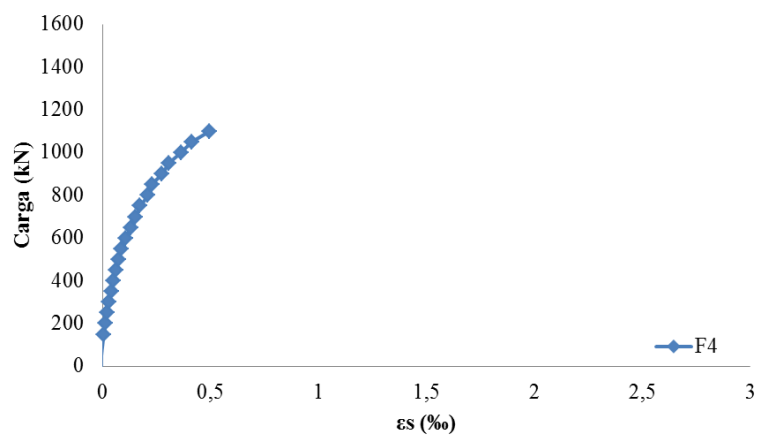


Figura 4.11 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar VIGA M

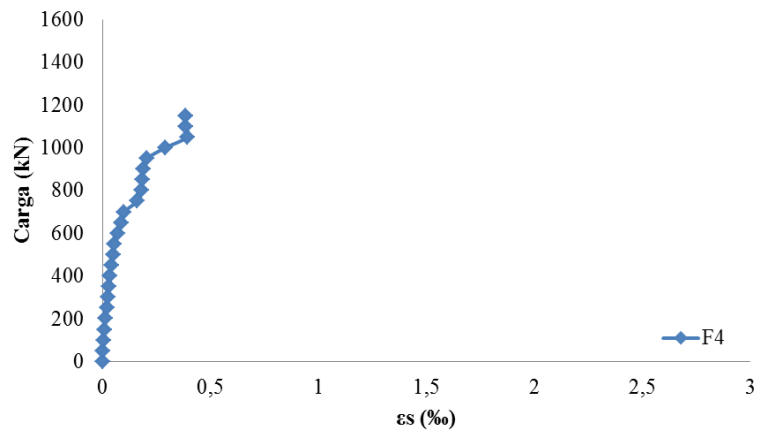


Figura 4.12 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal do pilar VIGA NM

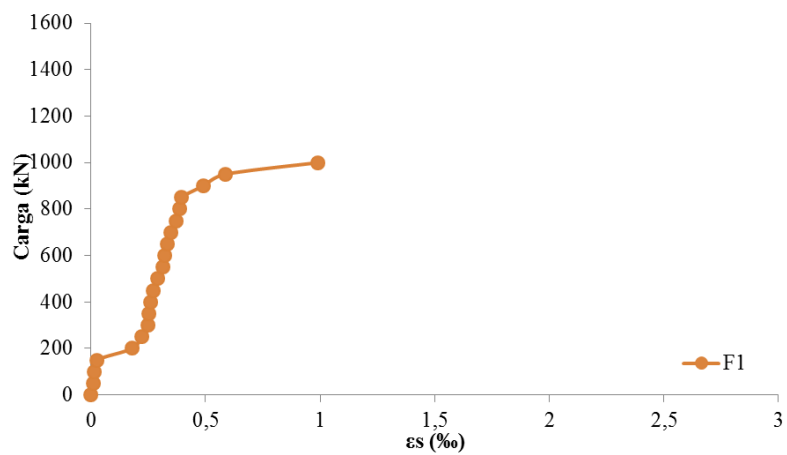


Figura 4.13 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar REF M

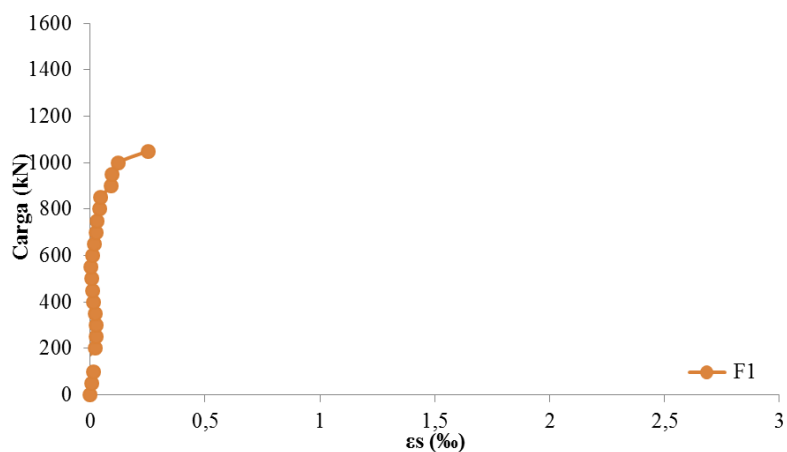


Figura 4.14 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar REF NM

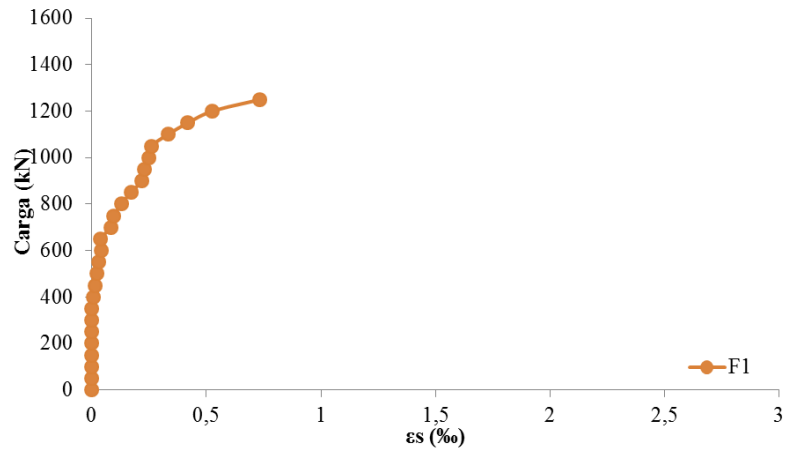


Figura 4.15 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar FRET M

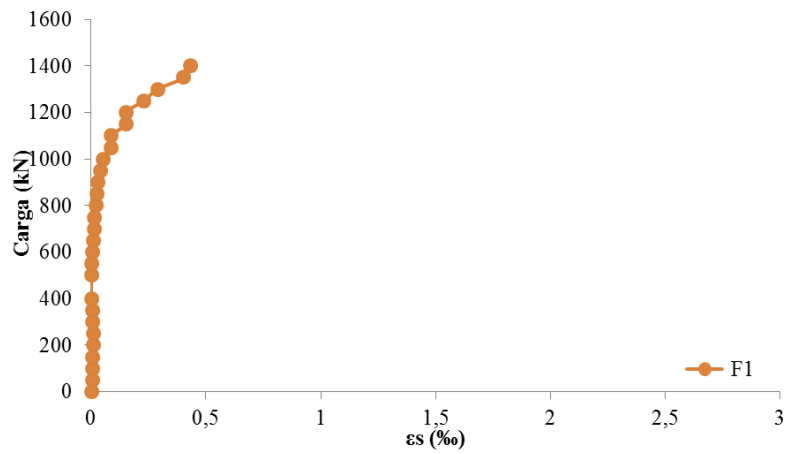


Figura 4.16 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar FRET NM

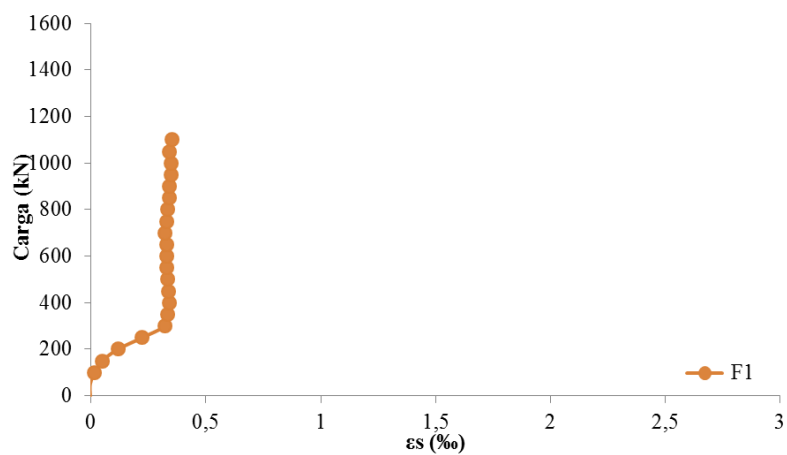


Figura 4.17 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar VIGA M

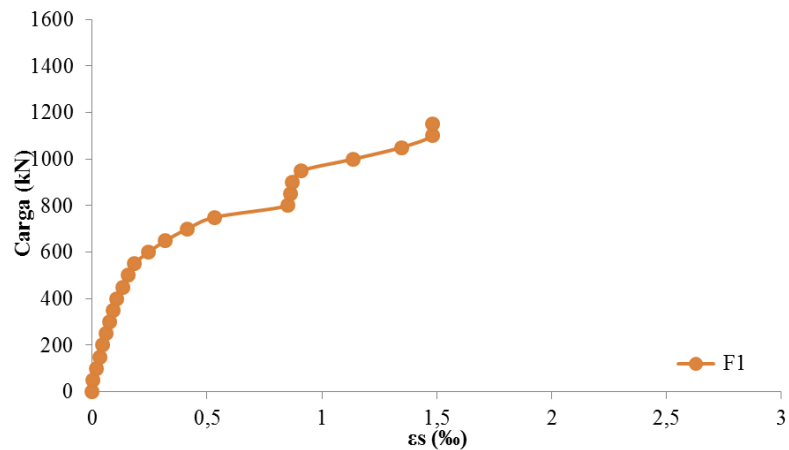


Figura 4.18 – Gráfico carga x deformação da armadura transversal da extremidade do pilar VIGA NM

4.2.1.2 Deformações específicas no concreto

Para a determinação das deformações do concreto, foram instalados dois extensômetros nos pilares monolíticos REF M, FRET M E VIGA M, um na parte central (C2) e outro na parte superior (C1) de cada pilar. Para os pilares não monolíticos REF NM, FRET NM e VIGA NM foram instalados três extensômetros, um na região central do pilar interno (C3) antes do reforço, um na parte central (C2) do pilar e outro na parte superior (C1), como nos pilares monolíticos. Os extensômetros instalados para a determinação das deformações do concreto foram alinhados aos extensômetros do aço.

De modo geral os pilares apresentaram baixas deformações, com exceção dos pilares REF NM e FRET M que apresentaram deformações máximas superiores a mínima admitida pela norma NBR 6118 (ABNT, 2007) para peças sob compressão axial de 2‰, indicando esmagamento do concreto na região superior das peças, como mostram as Figuras 4.19 a 4.24.

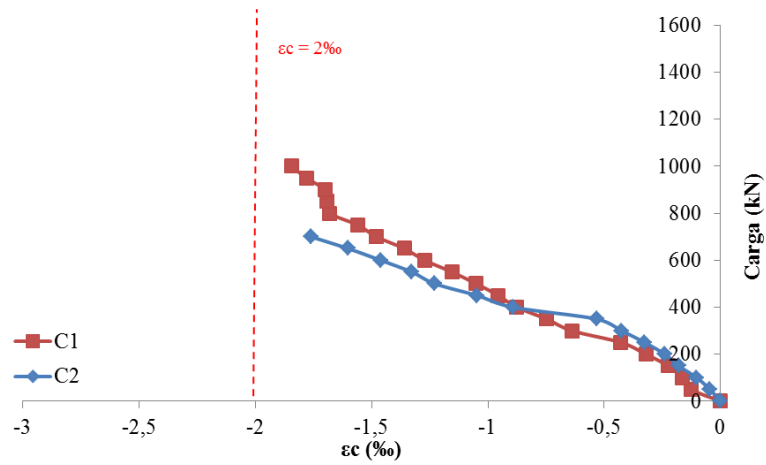


Figura 4.19 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar REF M

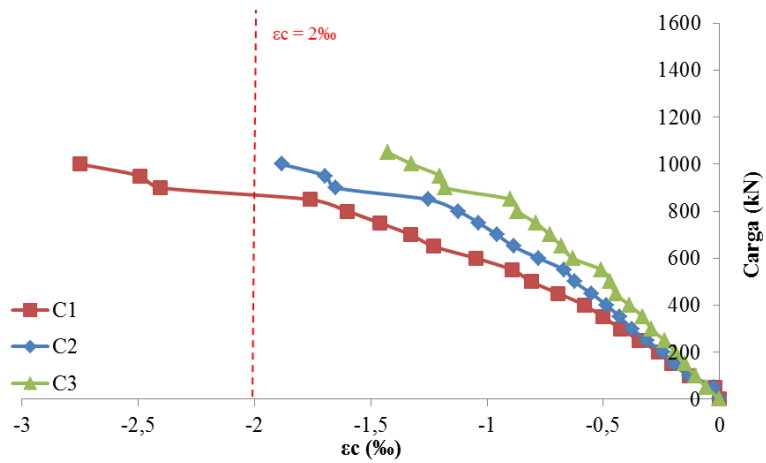


Figura 4.20 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar REF NM

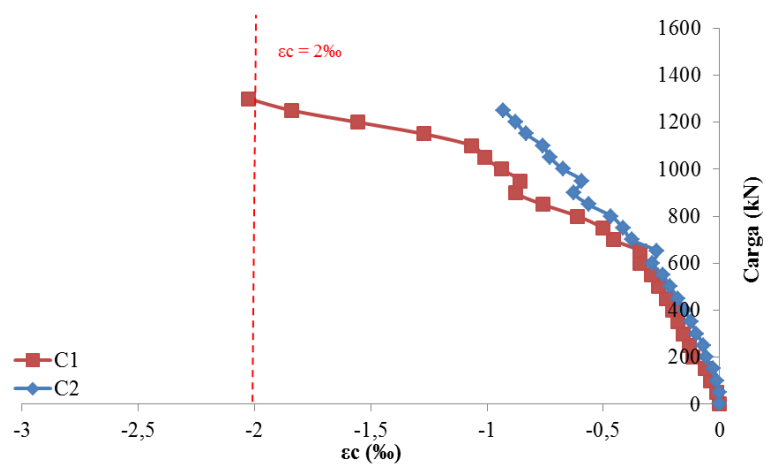


Figura 4.21 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar FRET M

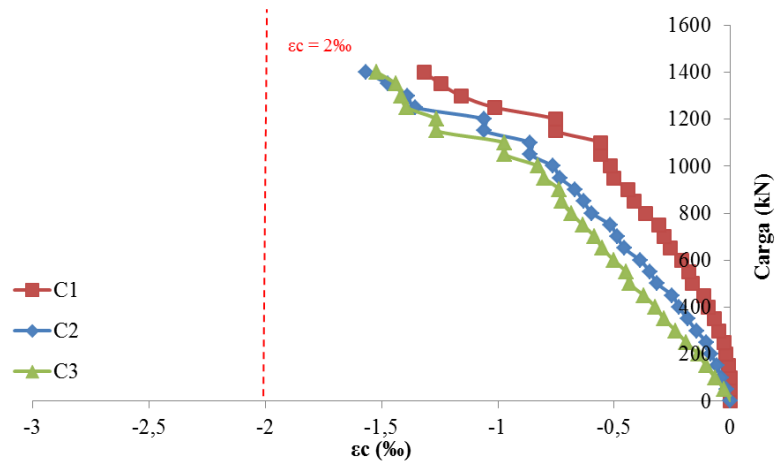


Figura 4.22 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar FRET NM

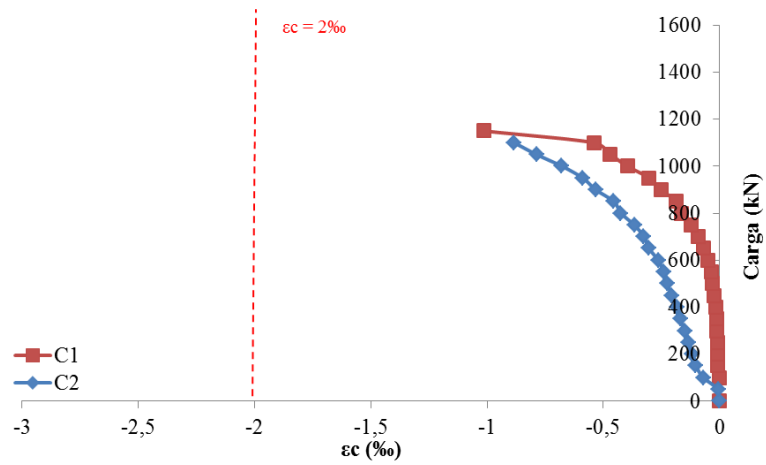


Figura 4.23 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar VIGA M

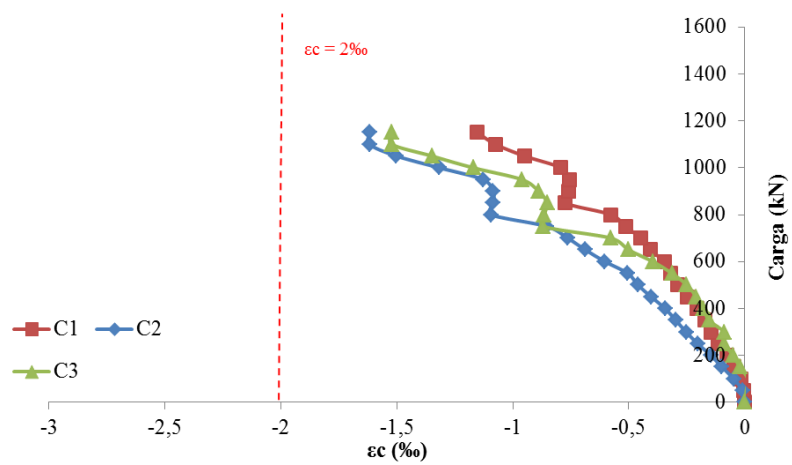


Figura 4.24 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar VIGA NM

4.2.1.3 Cargas e modos de ruptura

O pilar monolítico REF NM alcançou em 89% a carga de ruptura do pilar monolítico REF M, em virtude do deslocamento precoce do reforço. O pilar não monolítico FRET NM superou a carga de ruptura do pilar monolítico FRET M e o pilar VIGA NM atingiu a carga de ruptura do pilar monolítico garantindo a eficiência do reforço. Quanto à carga de ruptura os pilares com fretagem FRET M e FRET NM apresentaram maior carga de ruptura consequentemente melhor desempenho quanto à distribuição de cargas nas extremidades. A Tabela 4.10 apresenta as cargas e os modos de ruptura dos pilares.

Comparando-se a carga de ruptura estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2007) com a carga última dos pilares (N_u) dos pilares monolíticos com os não monolíticos, é possível observar que os pilares de referência apresentaram equivalência de cargas, os pilares com fretagem apresentaram os menores resultados e os com trecho de viga se mostraram bem satisfatórios, como mostra a Figura 4.25. De modo geral, os pilares apresentaram resultados experimentais bem próximos aos resultados estimados, confirmando a eficiência do reforço e da metodologia de ensaio. As Figuras 4.26 e 4.27 mostram o aspecto dos pilares após os ensaios.

Tabela 4.10 – Cargas e modos de ruptura

Pilar	ϵ_s máx (‰)	ϵ_c máx (‰)	N_{NBR} (kN)	N_u (kN)	N_u/N_{NBR}	Modo de ruptura
REF M	-2,1	-1,8	1228	1190	97%	Escoamento do aço e esmagamento do concreto
REF NM	-2,7	-2,7	1322	1050	97%	Desplacamento do Reforço
FRET M	-1,7	-2,3	1353	1280	85%	Esmagamento do concreto
FRET NM	-2,3	-1,3	1152	1400	91%	Desplacamento do Reforço
VIGA M	-2,4	-1,1	1128	1150	124%	Escoamento do aço e esmagamento do concreto
VIGA NM	-1,6	-1,2	1137	1140	100%	Desplacamento do Reforço

ϵ_s máx: Deformação máxima do aço; Deformação de escoamento para o aço de $\varnothing = 6,3$ mm: $\epsilon_u = 2,7\%$;
 ϵ_c máx: Deformação de esmagamento do concreto; para peças comprimidas $\epsilon_u = 2\%$ adotada pela NBR 6118 (ABNT, 2007);

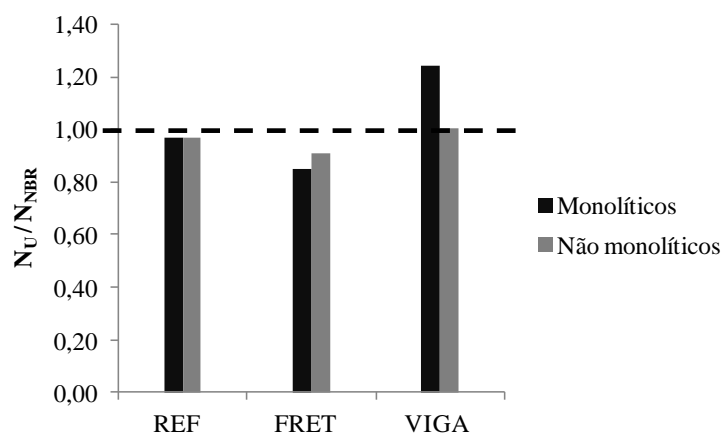


Figura 4.25 – Gráfico da relação entre a carga última dos pilares e a carga estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2007).



Figura 4.26 – Pilares monolíticos após a ruptura



Figura 4.27 – Pilares não monolíticos após a ruptura

4.2.2 SÉRIE 2

4.2.2.1 Deformações específicas nas armaduras

Nesta série foram instrumentadas duas barras longitudinais, uma barra da armadura longitudinal do pilar com seção (100x100) mm² e uma barra da armadura longitudinal do reforço, uma armadura transversal na região central do pilar e uma fretagem na região superior em cada pilar. A instrumentação do aço das barras longitudinais foi feita à meia seção de todos os pilares, alinhada a instrumentação da armadura transversal. A nomenclatura utilizada na instrumentação dos pilares está disposta na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Nomenclatura da instrumentação

F1	Extensômetro da armadura de fretagem
F2	Extensômetro da barra longitudinal da seção (100 x 100) mm ²
F3	Extensômetro da barra longitudinal do reforço
F4	Extensômetro da armadura transversal
C1	Extensômetro do concreto do reforço – seção superior
C2	Extensômetro do concreto do reforço – seção central
C3	Extensômetro do concreto da seção (100 x 100) mm ²
R1	Extensômetro do revestimento (reboco)

As Figuras 4.28 a 4.31 mostram os gráficos de carga x deformação das armaduras longitudinais dos pilares ensaiados. Em geral, para os pilares reforçados PR₇₅, PR₁₀₀ e PR₁₅₀, as deformações medidas pelos extensômetros colados nas barras longitudinais da seção antes do reforço e na seção do reforço apresentaram comportamento semelhante, de forma mais evidente no início da aplicação do carregamento, evidenciando o comportamento monolítico das peças reforçadas. Para o pilar PR_R, é possível observar a simultaneidade das deformações nas barras longitudinais durante todo o carregamento. As armaduras transversais dos pilares não apresentaram deformações significativas como pode ser observado nas Figuras 4.32 a 4.35.

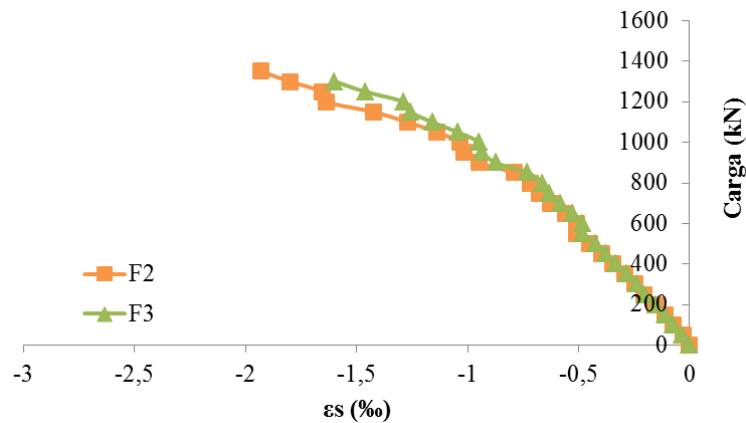


Figura 4.28 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR_R

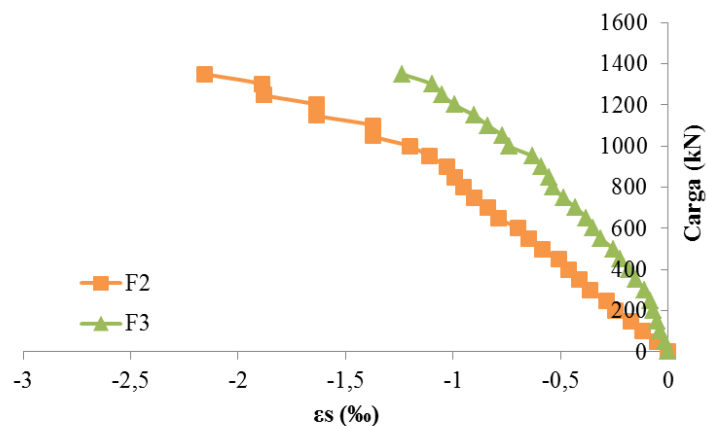


Figura 4.29 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR₇₅

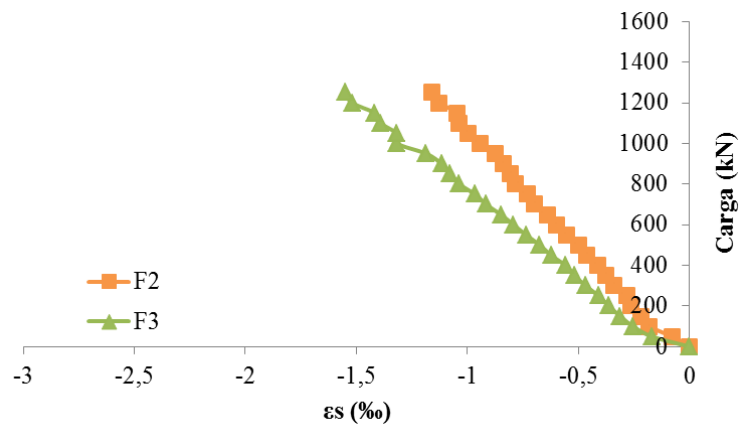


Figura 4.30 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR₁₀₀

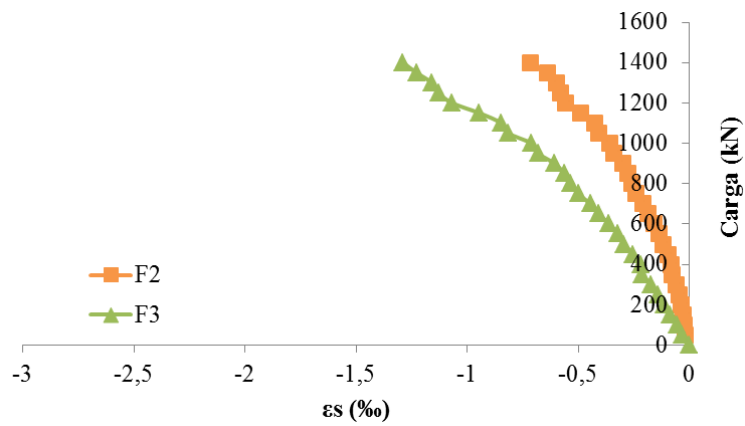


Figura 4.31 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PR₁₅₀

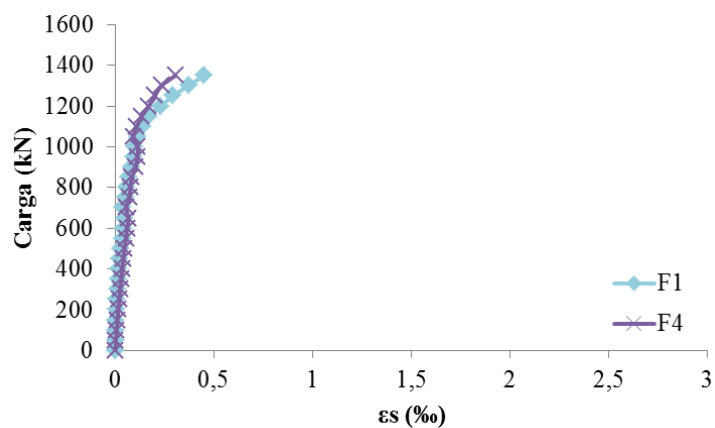


Figura 4.32 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR_R

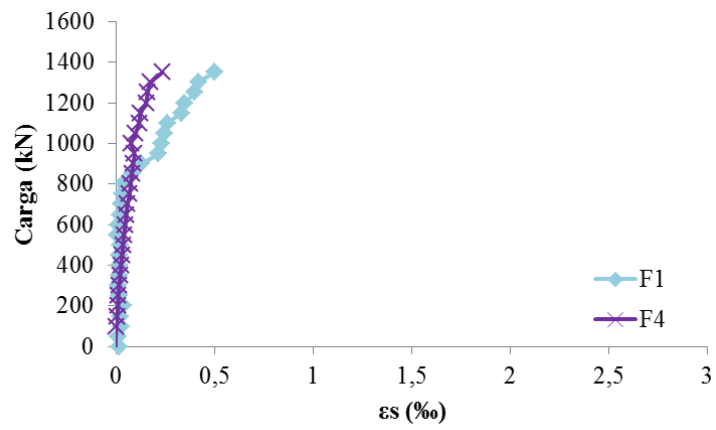


Figura 4.33 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR₇₅

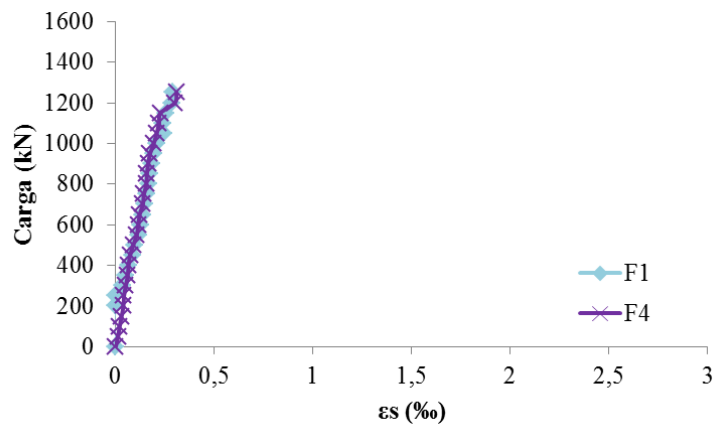


Figura 4.34 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR₁₀₀

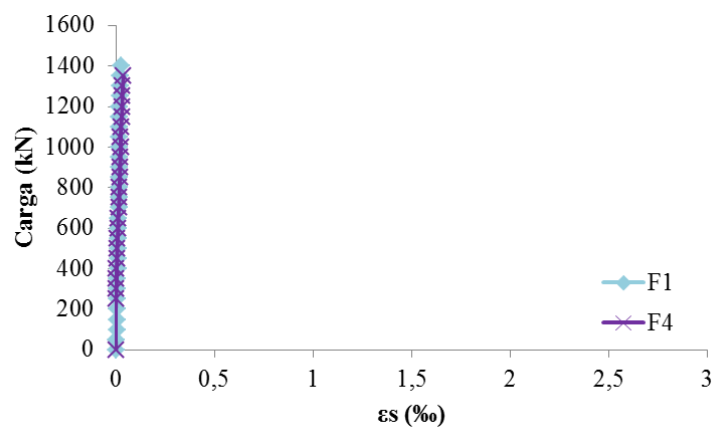


Figura 4.35 – Gráfico carga x deformação das armaduras transversais do pilar PR₁₅₀

4.2.2.2 Deformações específicas no concreto

Para a determinação das deformações do concreto, foram instalados dois extensômetros no pilar PR_R, um na parte central do pilar e outro na parte superior. Para os pilares reforçados foram instalados três extensômetros, um na seção (100 x 100) mm² antes do reforço na região central do pilar, um na parte central do pilar e outro na parte superior, como no pilar de referência. Os extensômetros instalados para a determinação das deformações do concreto foram alinhados aos extensômetros do aço.

Para o pilar PR_R, as deformações na parte superior e na parte central são proporcionais, não havendo grandes concentrações de tensões, como mostra a Figura 4.36. No pilar PR₇₅ podemos observar que somente o extensômetro da região superior apresentou deformação superior à mínima recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2007) para peças sobre compressão axial de 2‰, correspondente ao esmagamento do concreto. As deformações do extensômetro do pilar interno não foram significativas, demonstrando um confinamento do mesmo, apresentadas na Figura 4.37.

A Figura 4.38 mostra que o pilar PR₁₀₀ apresentou bons resultados de comparações das deformações do concreto, apresentando um comportamento monolítico. Porém somente o extensômetro da parte superior, localizado próximo ao ponto de aplicação da carga (C1) atingiu a deformação correspondente ao esmagamento do concreto de 2‰, no momento da ruptura do pilar. O pilar PR₁₅₀ também apresentou um comportamento monolítico, atingindo a deformação de esmagamento do concreto, as deformações do concreto do reforço na parte superior e central assim como no pilar interno se mantiveram semelhantes durante todo o ensaio. No entanto, em virtude das pequenas deformações das armaduras transversais (estribo e fretagem), é possível afirmar que não houve o confinamento do concreto, o que justifica este ter rompido com carga inferior aos demais, conforme mostra a Figura 4.39.

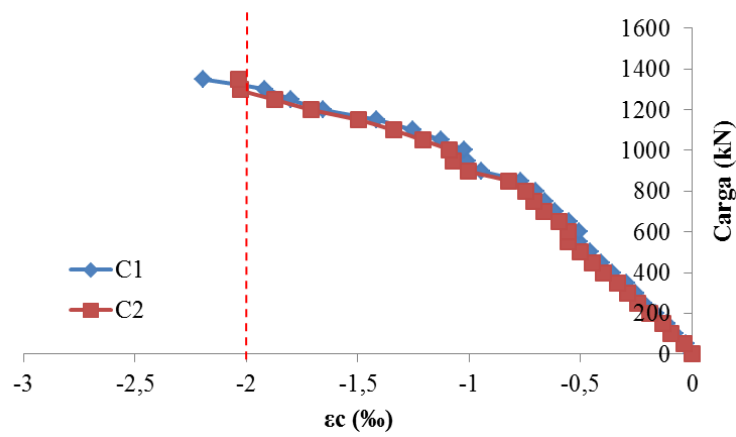


Figura 4.36 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR_R

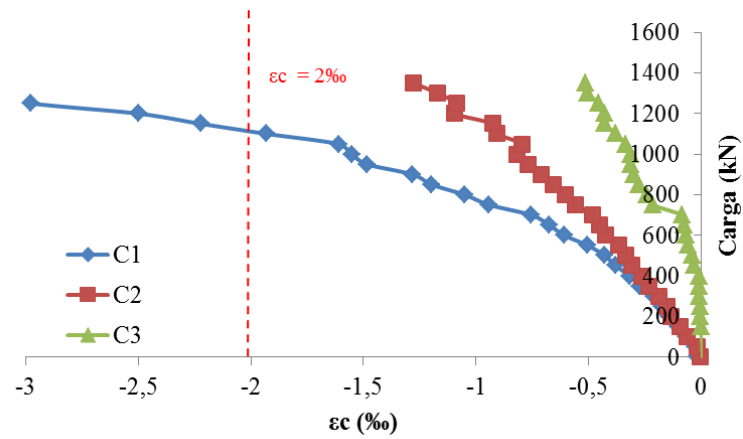


Figura 4.37 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR₇₅

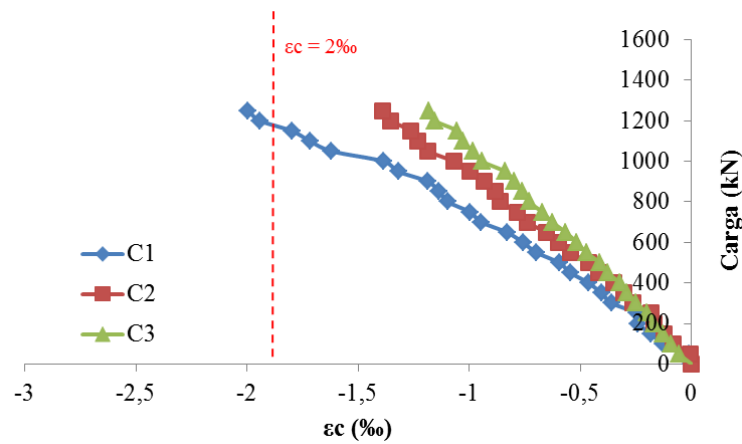


Figura 4.38 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR₁₀₀

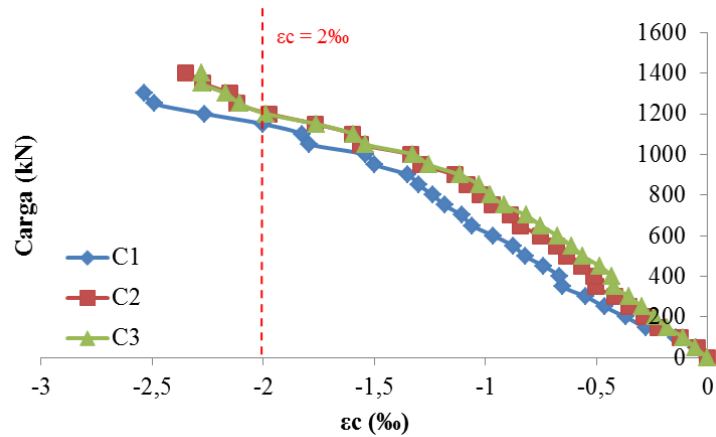


Figura 4.39 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PR₁₅₀

As deformações sofridas pelo revestimento dos pilares reforçados foram semelhantes aquelas sofridas pelo concreto. O pilar PR₇₅ apresentou uma aderência do revestimento nas camadas de concreto sofrendo maiores desvios apenas quando o pilar se aproxima da carga de ruptura, como mostra a Figura 4.40. A Figura 4.41 mostra que o revestimento do pilar PR₁₀₀ teve um comportamento correspondente as solicitações apresentando deformações maiores devido à resistência de compressão do reforço deste pilar ser ligeiramente inferior, mas não comprometendo o desempenho do reforço. O pilar PR₁₅₀ apresentou comportamento diferenciado dos outros pilares reforçados, as deformações do revestimento não acompanharam as deformações do concreto, apresentando perda da aderência e sofrendo grandes desvios desde o início do carregamento, como mostra a Figura 4.42.

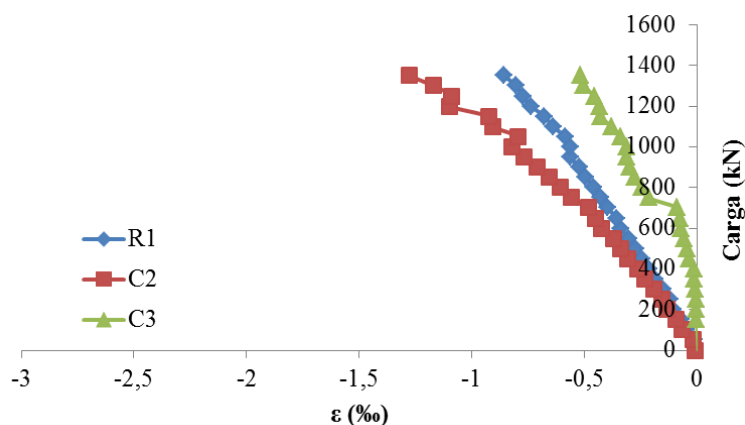


Figura 4.40 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PR₇₅

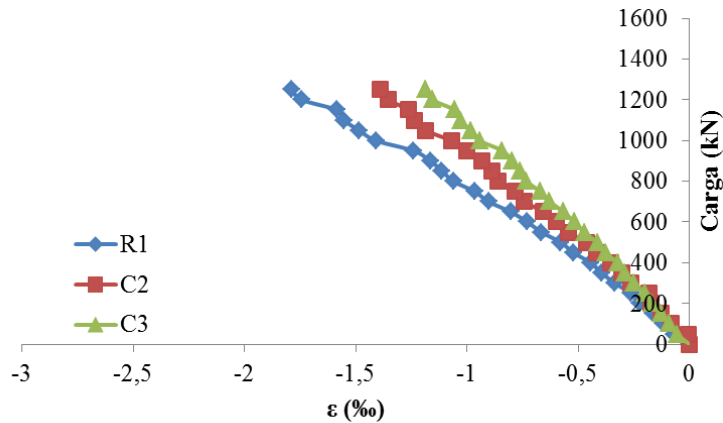


Figura 4.41 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PR₁₀₀

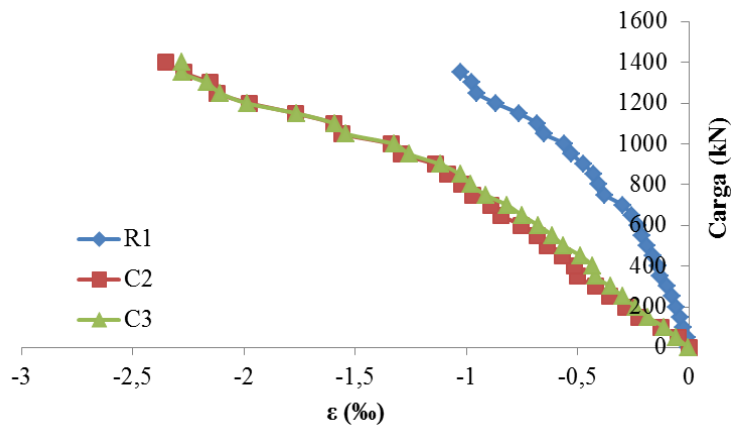


Figura 4.42 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PR₁₅₀

4.2.2.3 Cargas e modos de ruptura

O pilar de referência PR_R rompeu no concreto por cisalhamento da seção, conforme a Tabela 4.12, a ruptura foi por esmagamento do concreto em virtude das deformações do concreto serem superiores a mínima recomendada por norma. Os pilares reforçados, PR₇₅, PR₁₀₀ e PR₁₅₀, romperam por destacamento da seção do reforço, apesar do comportamento monolítico das peças durante os ensaios, a proximidade da ruptura peça evidenciava a diferença dos materiais, levando o reforço a trabalhar mais do que a seção original. A Figura 4.43 mostra o gráfico comparativo da relação das cargas últimas observadas e as cargas estimadas pelos métodos da NBR 6118 (ABNT, 2007), que evidencia o bom desempenho dos pilares com exceção do pilar PR₁₅₀. A Figura 4.44 apresenta o aspecto dos pilares após a ruptura.

Tabela 4.12 – Cargas e modos de ruptura

Pilar	ϵ_s máx (%)	ϵ_c máx (%)	N_{NBR} (kN)	N_u (kN)	N_u/N_{NBR}	Modo de ruptura
PR _R	-1,9	-2,1	1237	1300	1,05	Esmagamento do concreto
PR ₇₅	-2,1	-4,4	1290	1354	1,05	Desplacamento do reforço
PR ₁₀₀	-1,5	-2,0	1237	1340	1,08	Desplacamento do reforço
PR ₁₅₀	-1,3	-2,5	1237	1210	0,98	Desplacamento do reforço

ϵ_s máx: Deformação máxima do aço; Deformação de escoamento para o aço de $\varnothing = 6,3$ mm: $\epsilon_u = 2,7\%$; ϵ_c máx: Deformação de esmagamento do concreto; para peças comprimidas $\epsilon_u = 2\%$ adotada pela NBR 6118 (ABNT, 2007).

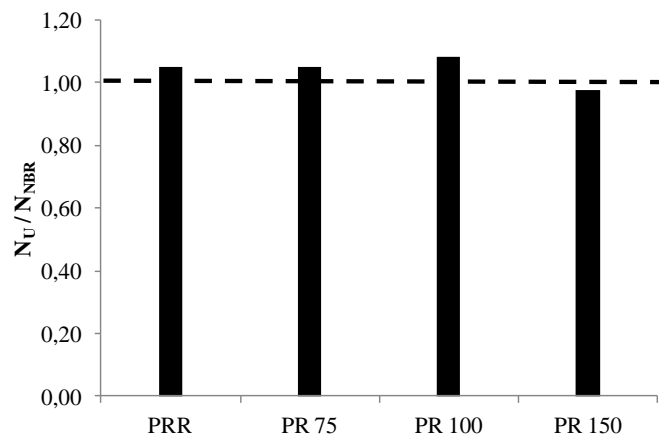


Figura 4.43 – Gráfico da relação entre a carga última dos pilares e a carga estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2007).



PR_R



PR₇₅



PR₁₀₀



PR₁₅₀

Figura 4.44 – Pilares após a ruptura

4.2.3 SÉRIE 3

4.2.3.1 Deformações específicas na armadura

Nesta série foram instrumentadas três barras longitudinais, duas na seção antes do reforço e uma na seção do reforço. Nos pilares de referência as barras foram instrumentadas do mesmo modo dos pilares reforçados. A instrumentação do aço das barras longitudinais foi feita à meia seção de todos os pilares, alinhados aos extensômetros do concreto. A nomenclatura utilizada na instrumentação dos pilares está disposta na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Nomenclatura da instrumentação

F2	Extensômetro da barra longitudinal do reforço
F3	Extensômetro da barra longitudinal da seção original
F4	Extensômetro da barra longitudinal da seção original
C1	Extensômetro do concreto do reforço - região tracionada
C2	Extensômetro do concreto do reforço - região comprimida
C3	Extensômetro do concreto da seção antes do reforço
R1	Extensômetro do revestimento (reboco)

Em geral, os pilares apresentaram comportamento semelhante para cada grupo. As Figuras 4.45 a 4.50 mostram os gráficos de carga x deformação das armaduras longitudinais dos pilares ensaiados. Para os pilares de referência e reforçados a tração, as deformações apresentaram comportamento semelhante, evidenciando a localização de cada barra de acordo com ponto de aplicação do carregamento. O pilar de referência PTR apresentou deformação máxima de 3‰ no extensômetro F2 localizado no reforço, confirmando o escoamento da armadura. Os pilares reforçados PTS e PTSR, não apresentaram escoamento na armadura.

O pilar de referência PCR apresentou maiores deformações no extensômetro da região tracionada (F3), no entanto nenhuma das barras alcançou o escoamento. O pilar PCS apresentou grandes deformações no extensômetro da região tracionada (F3) que indicaram o escoamento da barra. O pilar PCSR apresentou um comportamento bem característico comparado aos demais, com grandes deformações nos extensômetros das barras externas (F3 e F2) e pequenas deformações na barra interna (F4).

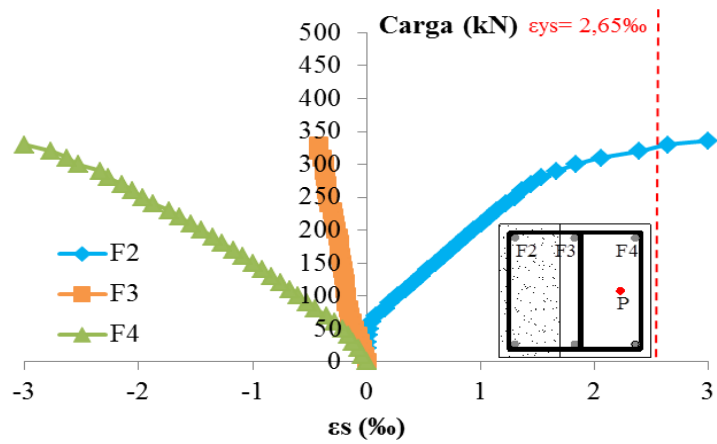


Figura 4.45 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PTR

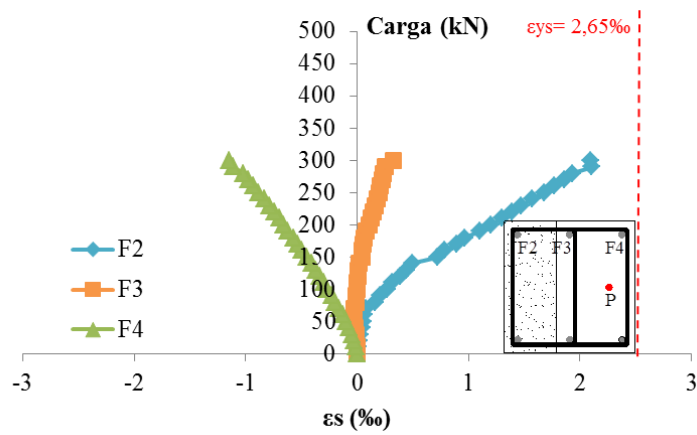


Figura 4.46 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PTS

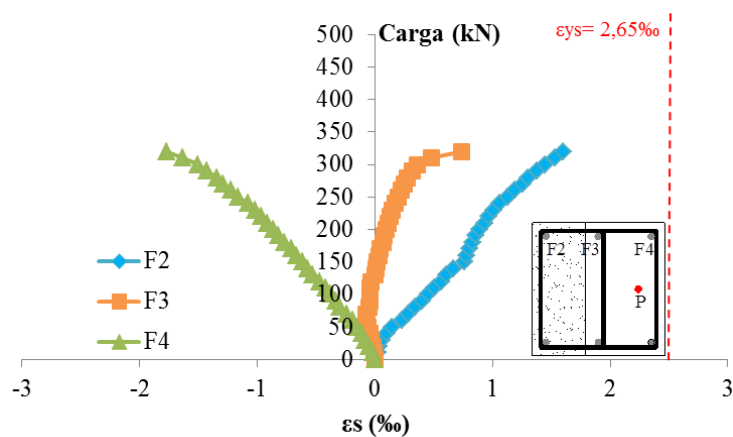


Figura 4.47 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PTSR

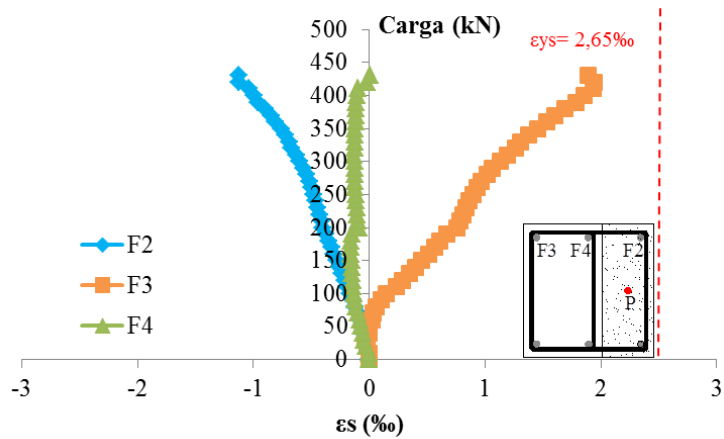


Figura 4.48 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PCR

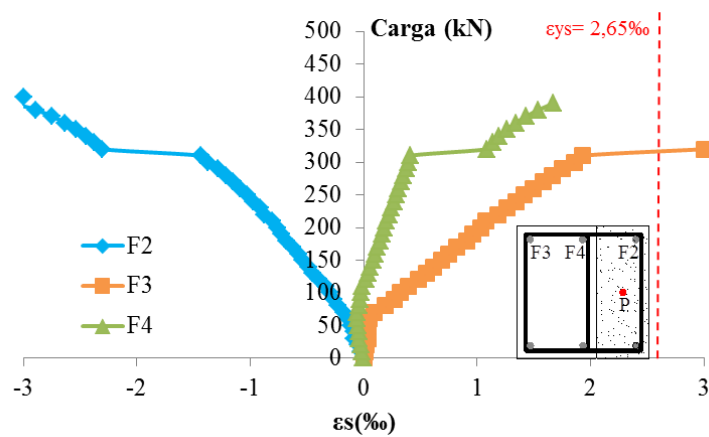


Figura 4.49 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PCS

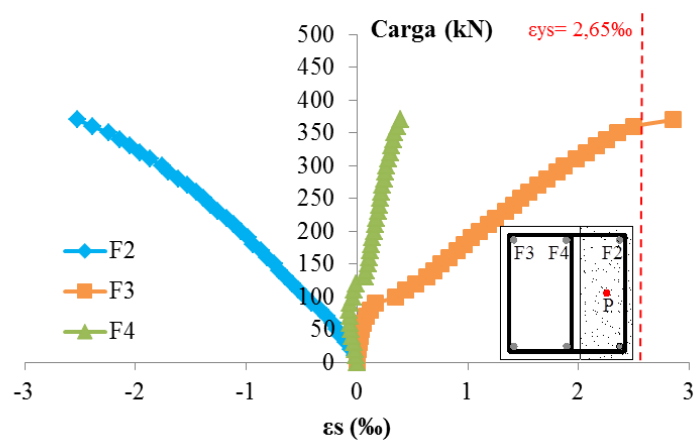


Figura 4.50 – Gráfico carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PCSR

4.2.3.2 Deformações específicas no concreto

Para a determinação das deformações do concreto, foram instalados dois extensômetros em cada pilar: um na face comprimida e outro na face tracionada. Para os pilares reforçados, PTS e PCS foram instalados mais um extensômetro na superfície do concreto antes do reforço. Para os pilares PCSR e PTSR foram instalados mais dois extensômetros, um extensômetro na superfície do concreto antes do revestimento e outro na superfície do revestimento antes da execução do reforço. As Figuras 4.51 a 4.58 mostram os gráficos de carga x deformação do concreto de todos os pilares ensaiados.

As deformações medidas no pilar de referência PTR, no extensômetro localizado na face comprimida (C2), foi maior que a mínima recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2007) para peças sobre flexo-compressão de 3,5‰, correspondente ao esmagamento do concreto. O pilar PTS não apresentou deformações que indicassem o esmagamento do concreto na face comprimida, apresentando maiores deformações na região tracionada onde ocorreu o reforço da peça. O pilar PTSR apresentou maiores deformações na região comprimida, no entanto não alcançou a mínima que determina a norma para o esmagamento do concreto. Quanto ao revestimento do pilar PTSR, as deformações deste foram semelhantes as deformações dos extensômetros localizados no reforço (C1) e no concreto interno (C3), indicando um comportamento monolítico da peça.

O pilar de referência PCR apresentou comportamento semelhante ao PTR, no entanto não alcançou grandes deformações que caracterizassem o esmagamento do concreto. As deformações nos extensômetros do pilar PCS indicaram um comportamento semelhante ao do pilar PTS, apresentando grandes deformações nos extensômetros localizados nas regiões tracionada (C1) e comprimida (C2) e pequenas deformações na superfície do concreto interno (C3). O pilar reforçado PCSR não apresentou grandes deformações, e quanto ao revestimento apresentou deformações semelhantes as do extensômetro localizado na superfície do concreto do reforço.

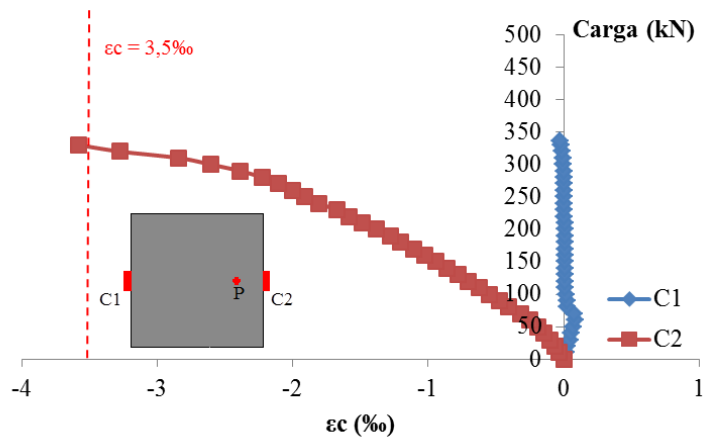


Figura 4.51 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PTR

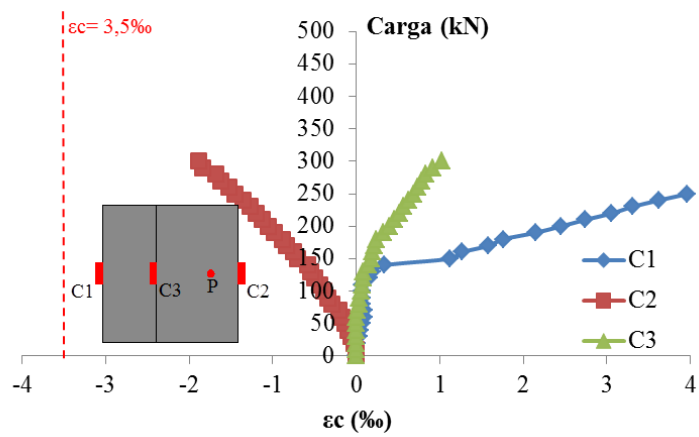


Figura 4.52 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PTS

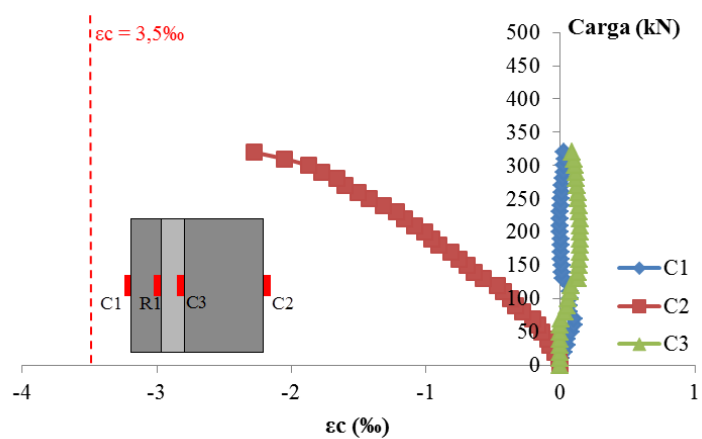


Figura 4.53 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PTSR

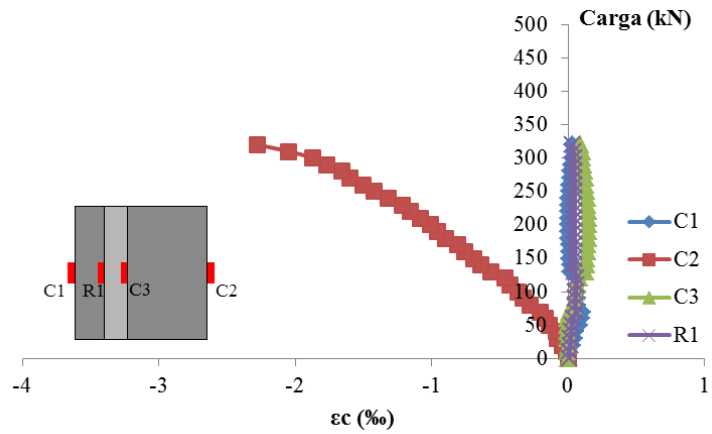


Figura 4.54 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PTSR

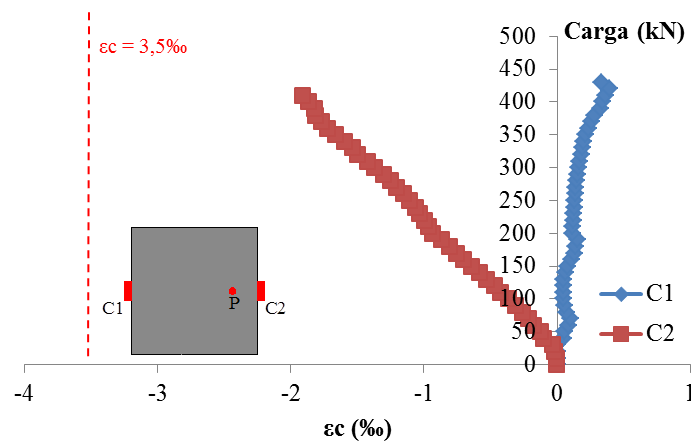


Figura 4.55 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PCR

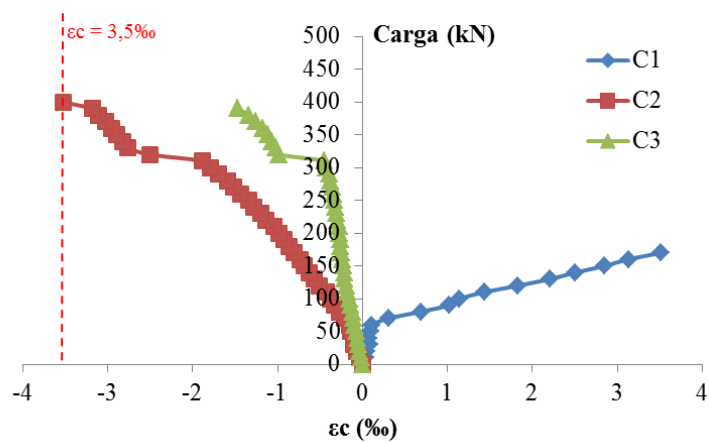


Figura 4.56 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PCS

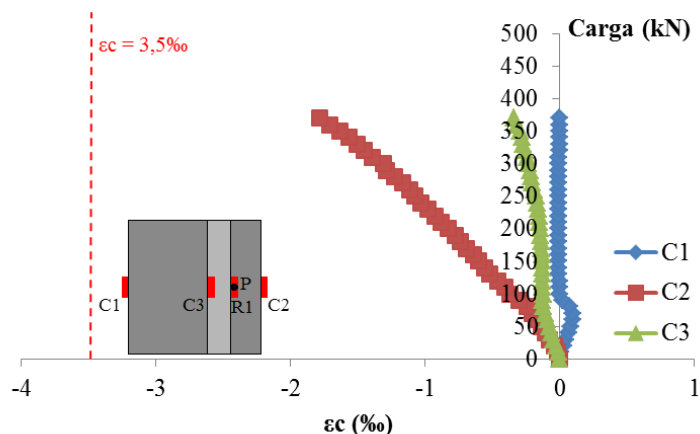


Figura 4.57 – Gráfico carga x deformação do concreto do pilar PCSR

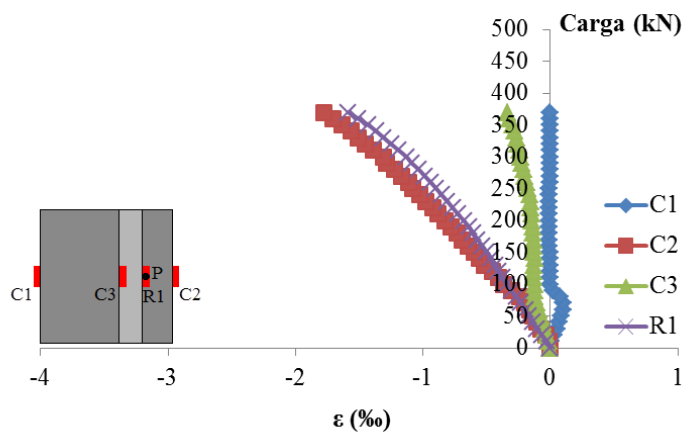


Figura 4.58 – Gráfico carga x deformação do revestimento x concreto do pilar PCSR

4.2.3.3 Resultados dos defletômetros

Para medir os deslocamentos horizontais foram posicionados três relógios ao longo de toda a face tracionada do pilar (D1 ao D3). Os deslocamentos horizontais e verticais nas extremidades dos pilares ocasionados pela rotação dos consolos foram medidos com a utilização de quatro relógios (D4 a D7). A convenção dos sinais adotada para os deslocamentos encontra-se indicada no esquema de posicionamento dos relógios à direita do gráfico, tendo sido considerado positivo os deslocamentos horizontais da direita para a esquerda, e para os deslocamentos verticais os relógios foram ajustados para indicar resultados positivos independente da posição. As Figuras 4.59 a 4.64 apresentam os gráficos de carga deslocamento de todos os pilares ensaiados.

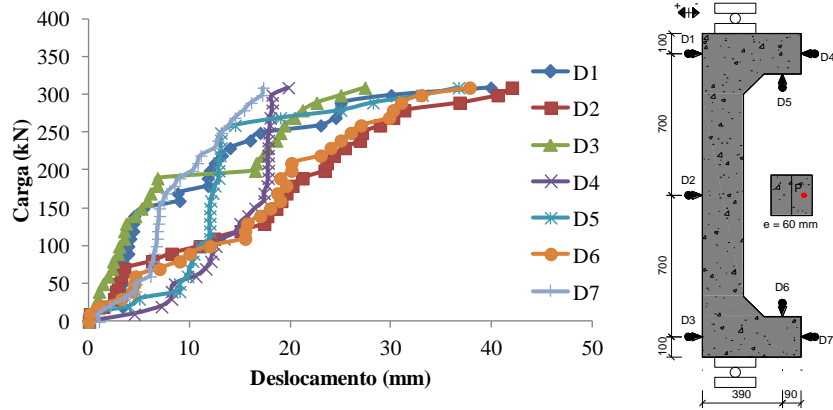


Figura 4.59 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PTR

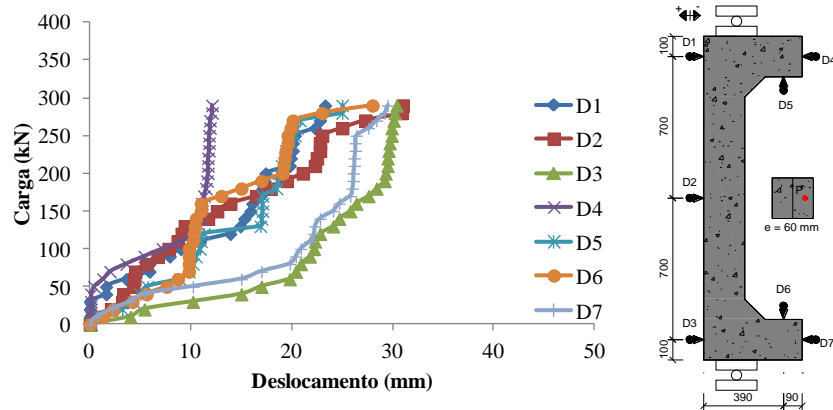


Figura 4.60 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PTS

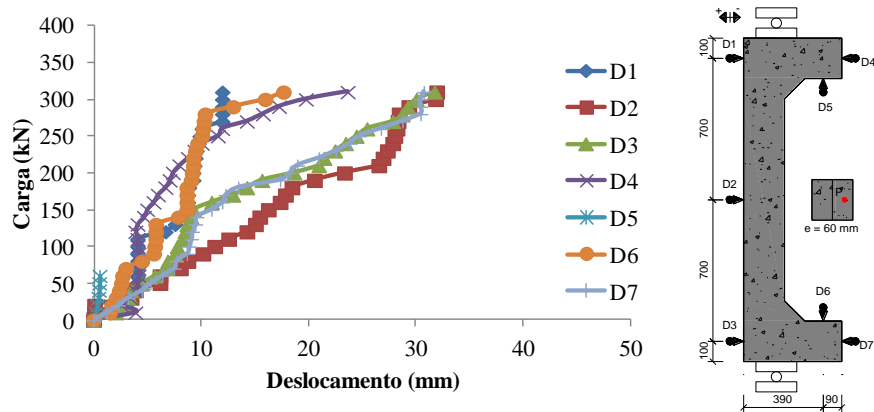


Figura 4.61 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PTRS

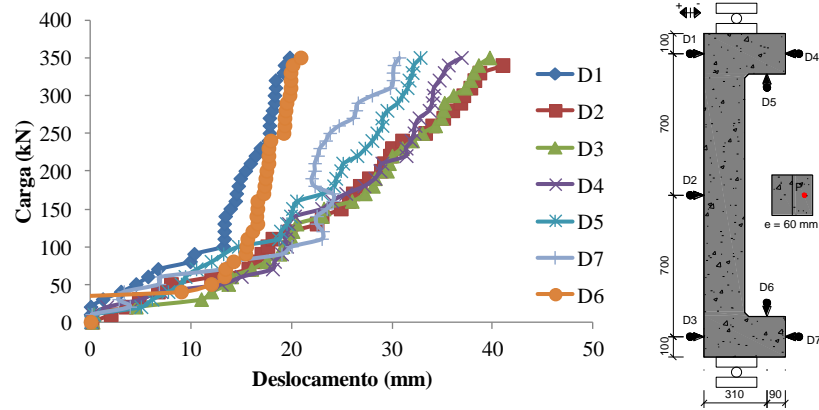


Figura 4.62 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PCR

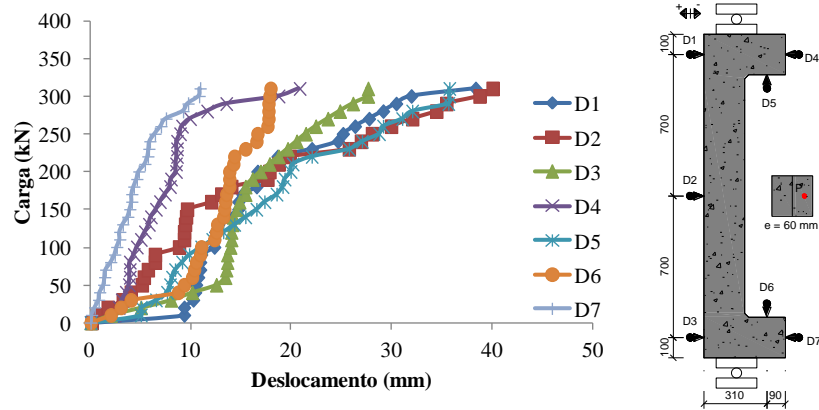


Figura 4.63 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PCS

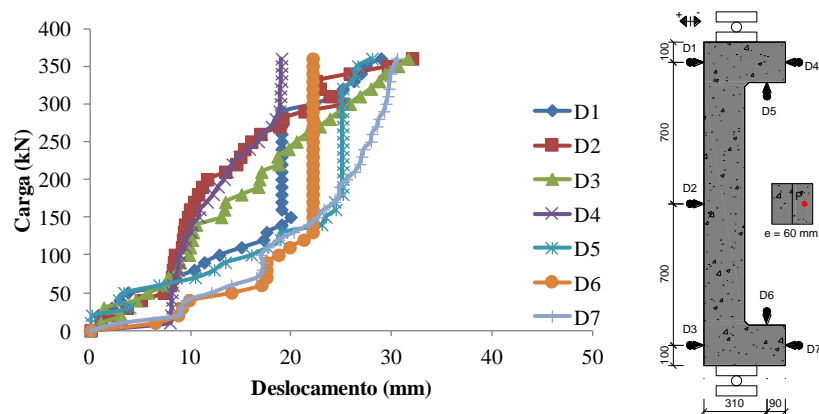


Figura 4.64 – Gráfico carga x deslocamento do pilar PCSR

Todos os pilares ensaiados apresentaram deslocamentos laterais como pode ser observado através dos gráficos de carga x deslocamento apresentados. Os deslocamentos máximos observados nos pilares ocorreram na região tracionada na posição do relógio D2. Os deslocamentos apresentados são coerentes com o comportamento apresentado pelos pilares

onde se pode garantir a confiabilidade dos resultados para posterior análise da ruptura dos pilares no Capítulo 5 a seguir.

Os pilares de referência PTR e PCR foram os que apresentaram maiores deslocamentos na região central dos pilares na face tracionada na altura do relógio D2, 41 e 42 mm respectivamente, sendo a última leitura feita antes da retirada do mesmo. O pilar PCS foi o pilar que apresentou maior deslocamento entre os pilares reforçados a compressão, 40 mm na altura do relógio D2 para um carregamento de 310 kN. Os demais relógios apresentaram o mesmo padrão de deslocamento em todos os ensaios, o que demonstra uma confiabilidade nos resultados encontrados.

4.2.3.4 Formação e desenvolvimento das fissuras

Quanto à fissuração dos modelos, os pilares de referência PTR e PCR apresentaram um padrão de fissuração semelhante, de modo que apresentaram um número maior de fissuras quando comparados aos pilares reforçados. Os pilares reforçados sem revestimento PTS e PCS apresentaram fissuras de ruptura em pontos diferentes. O pilar PTS apresentou fissura na ligação do reforço com o substrato, enquanto que o pilar PCS fissurou ao meio da seção do pilar. Nos pilares reforçados com revestimento PTSR e PCSR se mostraram semelhantes quanto a relação entre a carga do aparecimento da primeira fissura e carga de ruptura dos pilares, de acordo com a Tabela 4.14, no entanto quanto à localização da fissura de ruptura o pilar PTSR também fissurou na ligação entre o reforço e o substrato enquanto que no pilar PCSR a fissura de ruptura apareceu próximo ao consolo. A Tabela 4.1 apresenta a relação existente entre a carga de fissuração inicial (N_i) e a carga de ruptura (N_u). As Figuras 4.59 e 4.60 mostram o mapa de fissuração dos pilares.

Tabela 4.14 – Relação entre a carga de fissuração inicial (N_i) e a carga de ruptura (N_u)

Pilar	N_i (kN)	N_u (kN)	N_i/N_u
PTR	120	336	0,36
PTS	140	398	0,35
PTSR	100	298	0,34
PCR	100	400	0,25
PCS	100	320	0,31
PCSR	140	370	0,38

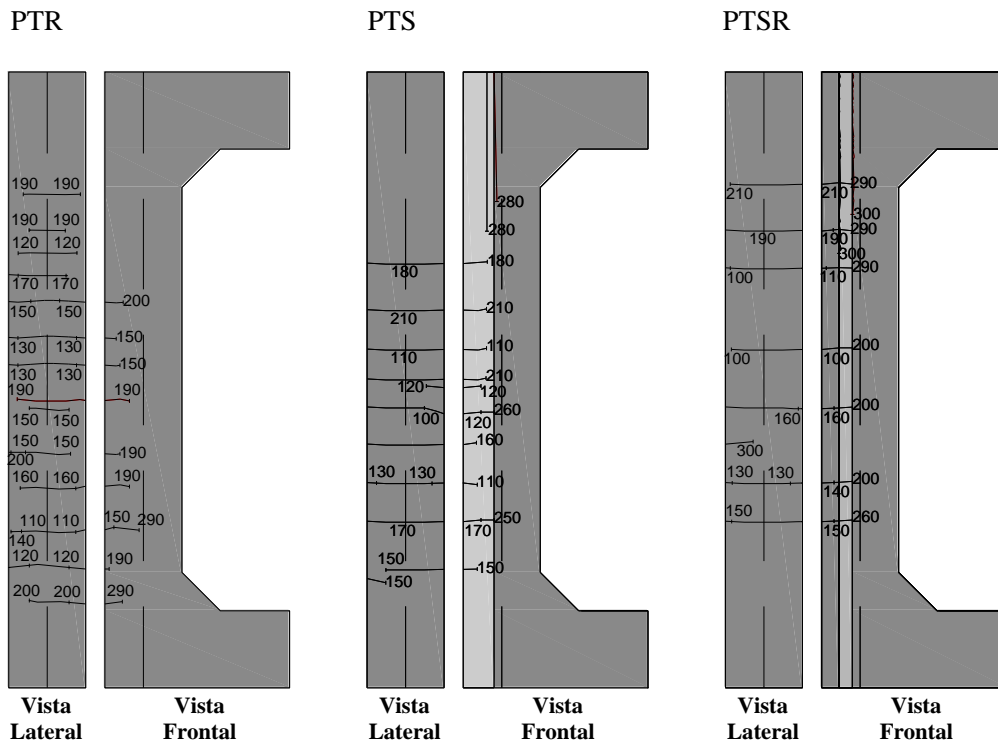


Figura 4.65 – Mapa de fissuração dos pilares de referência e reforçados à tração

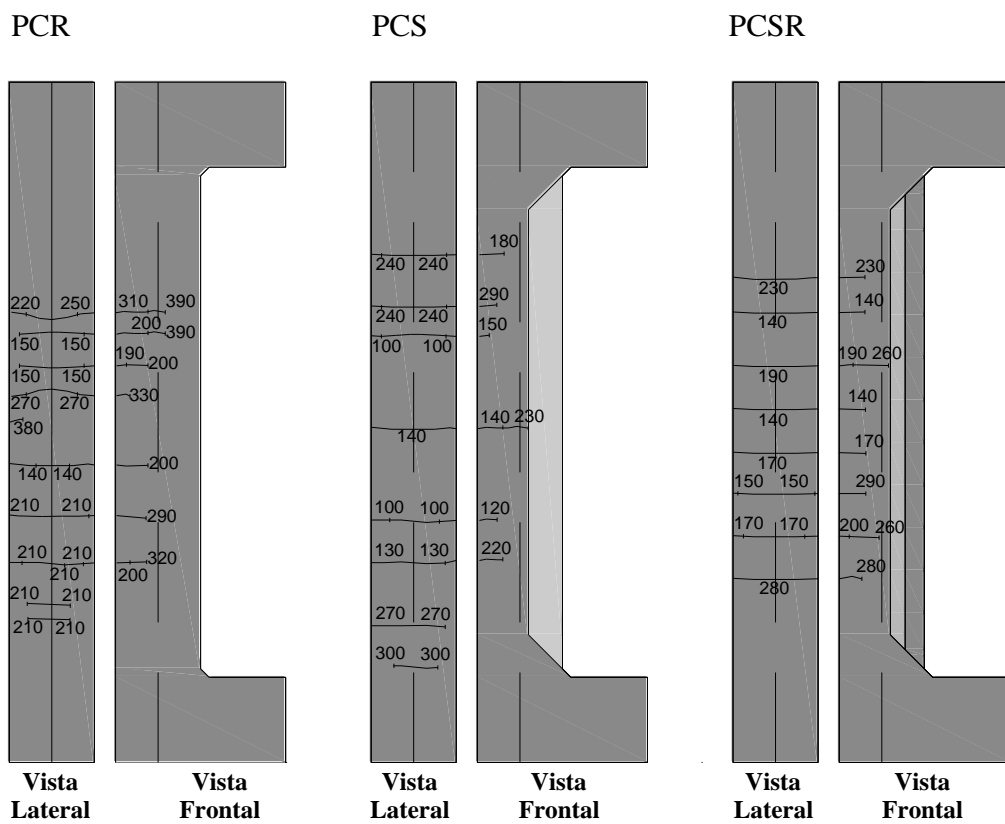


Figura 4.66 – Mapa de fissuração dos pilares de referência e reforçados à compressão

4.2.3.5 Cargas e modos de ruptura

Com relação ao modo de ruína, os pilares de referência PTR e PCR apresentaram ruptura frágil na região central dos modelos, onde o PCR apresentou uma ruptura com pequeno deslocamento em direção ao consolo superior. Os pilares reforçados apresentaram modos de ruína distintos, mesmo apresentando comportamento monolítico durante os ensaios e até momentos antes da ruptura. O pilar reforçado PTS se comportou de maneira monolítica até momentos antes da ruptura do pilar, onde neste momento ocorreu o destacamento do reforço na região superior.

O pilar reforçado PCS, apresentou comportamento monolítico mesmo após a ruptura do pilar, não ocorrendo destacamento do reforço, apenas esmagamento do concreto da região próxima ao consolo. O pilar reforçado com revestimento PTSR apresentou comportamento semelhante ao do pilar PTS, se comportando monoliticamente até momentos antes da ruptura, ocorrendo primeiramente a ruptura do pilar e em seguida o destacamento do reforço próximo ao consolo, na região de aplicação do carregamento. O pilar PCRS apresentou comportamento monolítico durante a aplicação do carregamento e momentos antes da ruptura apresentou fissuras na superfície do reforço com o substrato.

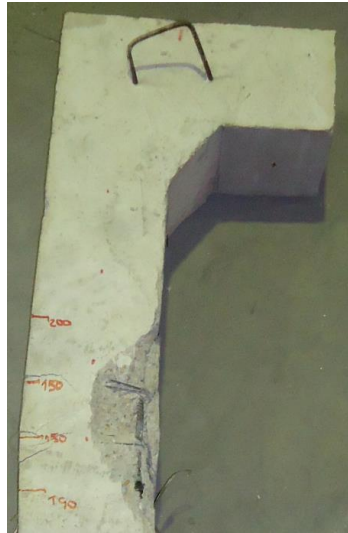
A Tabela 4.15 apresenta as cargas de ruptura, as deformações máximas do aço e do concreto, as estimativas de carga segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), a carga última observada e os modos de ruptura dos pilares desta série. O modo de ruptura foi definido considerando as deformações máximas do aço e do concreto, bem como as características da ruptura observada no ensaio.

Observa-se que os pilares apresentaram pequenas deformações máximas no concreto e no aço, exceto os pilares PTR e PCR. O pilar de referência PTR rompeu com uma carga de 340 kN por escoamento do aço, o pilar de referência PCR rompeu com uma carga de 400 kN aproximadamente 120% da carga apresentada pelo pilar PTR. Os pilares reforçados à tração PTS e PTSR romperam por deslocamento do concreto do reforço. No entanto os pilares reforçados à compressão PCS e PCRS romperam por escoamento do aço e esmagamento do concreto e não foi observado deslocamento do reforço. A Figura 4.61 mostra os pilares após a ruptura, a Figura 4.62 mostra os detalhes da ruptura dos pilares.

Tabela 4.15 – Cargas e modos de ruptura

Pilar	ϵ_s máx (%)	ϵ_c máx (%)	N_u (kN)	N_u/N_{REF}	Modo de ruptura
PTR	3,0	-3,6	340	-	Escoamento do aço
PTS	2,1	-1,9	300	0,88	Desplacamento do reforço
PTSR	1,6	-2,3	320	0,94	Desplacamento do reforço
PCR	1,9	-1,9	400	-	Esmagamento do concreto
PCS	3,0	-3,5	400	1,00	Escoamento do aço e esmagamento do concreto
PCSR	2,8	-1,0	370	0,92	Escoamento do aço

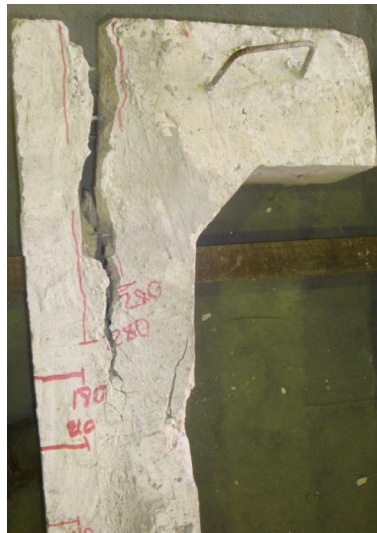
ϵ_s máx: Deformação máxima do aço; Deformação de escoamento para o aço de $\varnothing = 6,3$ mm: $\epsilon_u = 2,65\%$; ϵ_c máx: Deformação de esmagamento do concreto; para flexo compressão $\epsilon_c = 3,5\%$ adotada pela NBR 6118 (ABNT, 2007);



PTR



PCR



PTS



PCS



PTRS



PCSR

Figura 4.68 – Detalhes dos pilares após a ruptura

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 SÉRIE 1

5.1.1 Deformações nas armaduras longitudinais e transversais

As deformações da armadura longitudinal interna dos pilares são mostradas na Figura 5.1, onde é possível observar que todos os pilares alcançaram a deformação de escoamento do aço definida pela norma NBR 6118 (ABNT, 2007) para peças comprimidas $\epsilon_u = 2\%$. Quanto à deformação da armadura longitudinal do encamisamento observa-se que os pilares apresentaram comportamento semelhante, onde o pilar VIGA M apresentou maior deformação máxima, conforme Figura 5.2. As deformações das armaduras transversais das extremidades e a meia altura do pilar se mostraram satisfatórias quanto à distribuição de cargas devido a sua baixa variação mesmo próxima a ruptura, como mostra as Figuras 5.3 e 5.4.

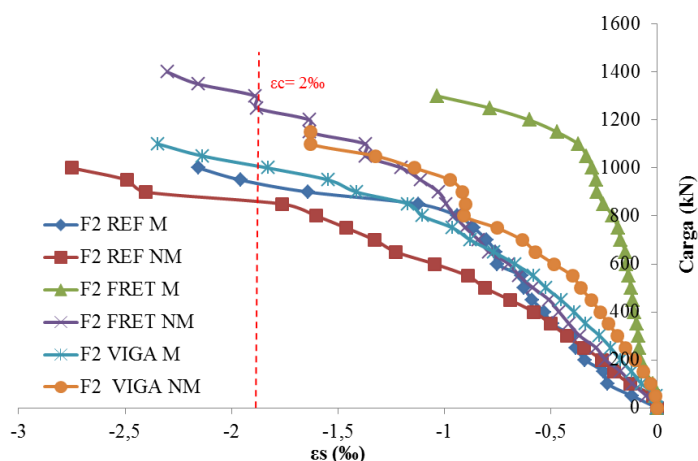


Figura 5.1 – Deformações da armadura longitudinal interna dos pilares

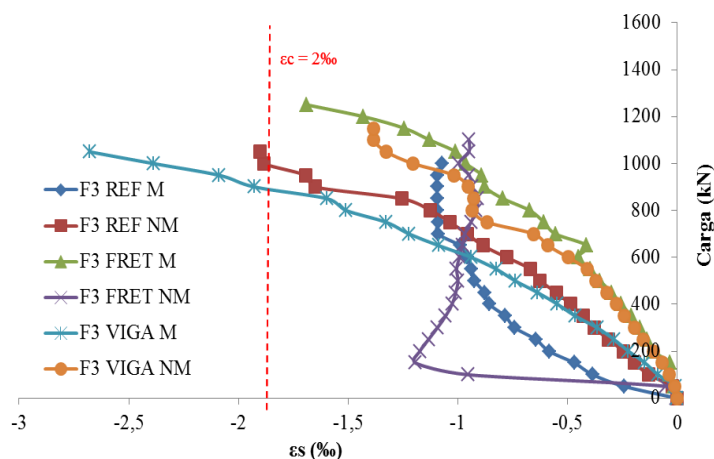


Figura 5.2 – Deformações da armadura longitudinal do reforço

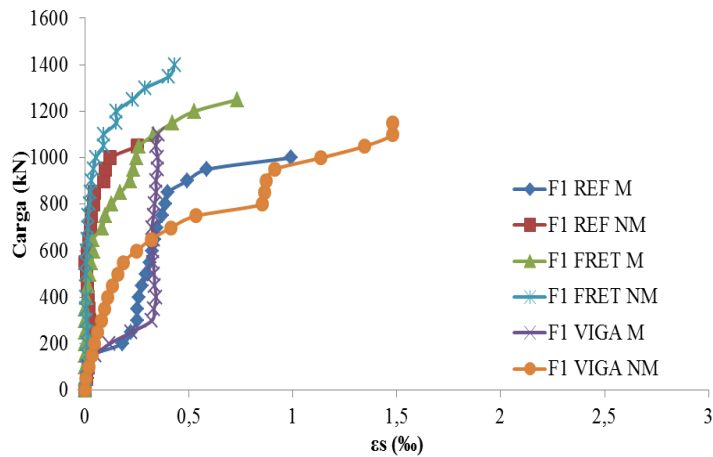


Figura 5.3 – Deformações da armadura transversal das extremidades

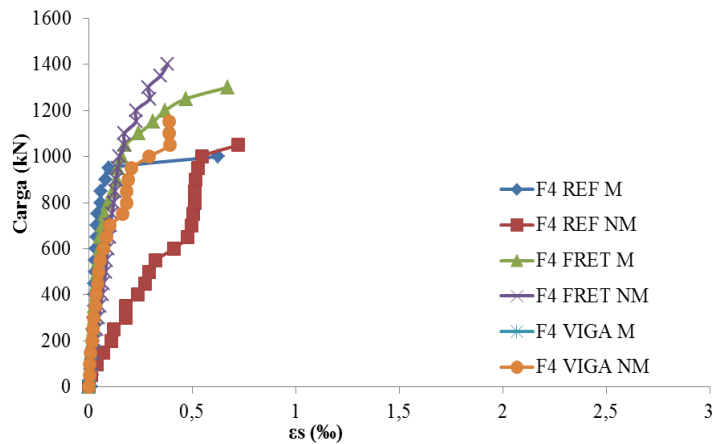


Figura 5.4 – Deformações da armadura transversal (meia altura)

5.1.2 Deformações no concreto

As deformações do concreto superior nos pilares monolíticos foram semelhantes às dos pilares não monolíticos, no entanto o pilar REF NM foi o que apresentou deformações mais elevadas conforme mostra a Figura 5.5. Quanto às deformações ocorridas a meia altura do pilar, mostradas na Figura 5.6, observa-se que o pilar REF NM também apresentou maiores deformações, de modo geral os pilares apresentaram deformações bem semelhantes entre si, confirmando a eficiência do reforço. Quanto à extensometria feita no concreto dos pilares encamisados pode-se observar que os pilares originais não sofreram esmagamento no concreto visto que nenhum deles alcançou deformação superior à mínima recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2007) para peças sobre compressão axial de 2‰, como mostra a Figura 5.7.

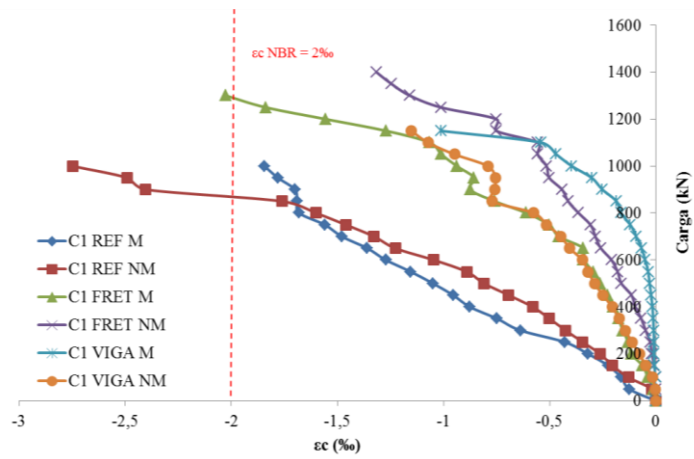


Figura 5.5 – Deformações no concreto (parte superior)

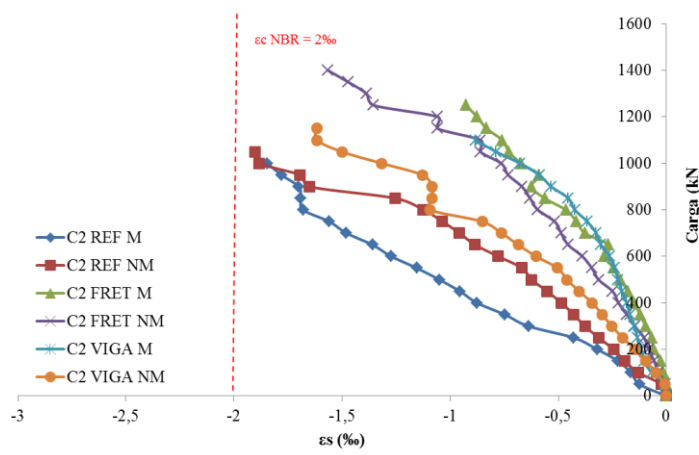


Figura 5.6 – Deformações no concreto (meia altura)

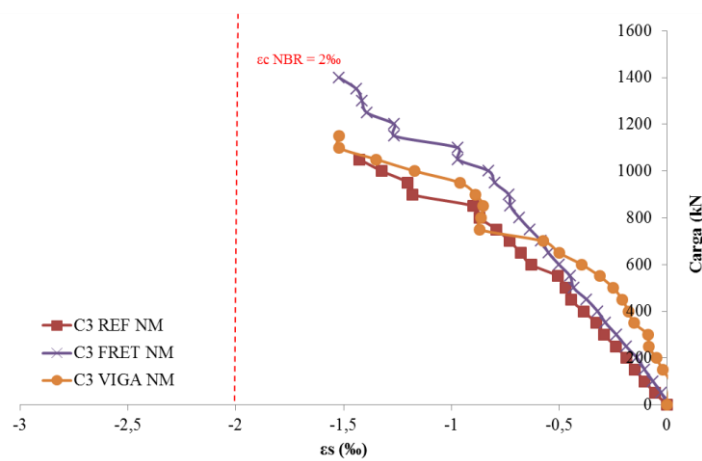


Figura 5.7 – Deformações no concreto do pilar encamisado

5.1.3 Cargas de Ruptura

A Tabela 5.1 mostra os valores das cargas de ruptura dos pilares ensaiados, os valores de resistência à compressão para os concretos do substrato e do reforço, deformações máximas nas armaduras e no concreto, as relações da carga de ruptura de cada pilar reforçado (não monolítico) com a carga apresentada pelo pilar monolítico e o modo de ruptura de cada modelo.

Tabela 5.1 – Cargas e modos de ruptura e relação da resistência dos pilares monolíticos com os não monolíticos

Pilar	ε_s máx (%)	ε_c máx (%)	f_{ck}^{SUB} (MPa)	f_{ck}^{REF} (MPa)	N_u (kN)	$N_u / N_{Monolítico}$	Modo de ruptura
REF M	-2,1	-1,8	29	-	1190	-	Escoamento do aço e esmagamento do concreto
REF NM	-2,7	-2,7	25	28	1050	0,88	Desplacamento do Reforço
FRET M	-1,7	-2,3	31	-	1280	-	Esmagamento do concreto
FRET NM	-2,3	-1,3	25	27	1400	1,09	Desplacamento do Reforço
VIGA M	-2,4	-1,1	32	-	1150	-	Escoamento do aço e esmagamento do concreto
VIGA NM	-1,6	-1,2	25	28	1140	0,99	Desplacamento do Reforço

De acordo com a Tabela 5.1, o pilar com fretagem FRET NM foi o que apresentou melhor desempenho quando comparado ao pilar monolítico FRET M, com ganho de 9% na carga de ruptura. O pilar de referência REF NM que não apresentava nenhum tipo de reforço na extremidade, apresentou perda de 12% quando comparado ao pilar monolítico REF M. O pilar que simulava um trecho de viga na extremidade VIGA NM, apresentou aproximadamente a mesma carga de ruptura do pilar monolítico VIGA M.

5.2 SÉRIE 2

5.2.1 Deformações nas armaduras longitudinais

Para a análise das deformações das armaduras vamos considerar inicialmente a armadura mais solicitada em todos os pilares ensaiados, a armadura longitudinal da camada do reforço (F2), como mostra a Figura 5.8. Os pilares PR_R , PR_{75} e PR_{100} apresentaram deformações semelhantes em função do confinamento do concreto ter sido mais eficiente nesses pilares, garantindo um comportamento satisfatório do reforço. O pilar PR_{150} apresentou um

comportamento ineficiente de modo que o espaçamento dos estribos não garantiu o confinamento do concreto, evitando grandes deformações da armadura longitudinal.

A Figura 5.9 apresenta as deformações da armadura longitudinal da seção interna dos pilares. É possível observar que essas armaduras não sofreram grandes deformações de maneira geral para todos os pilares, de modo que a camada interna apresentou comportamento semelhante da camada do reforço durante o ensaio, no entanto a medida que se aproximou da ruptura as deformações da camada do reforço foram maiores, indicando a eficiência do reforço, exceto para o pilar PR₁₅₀.

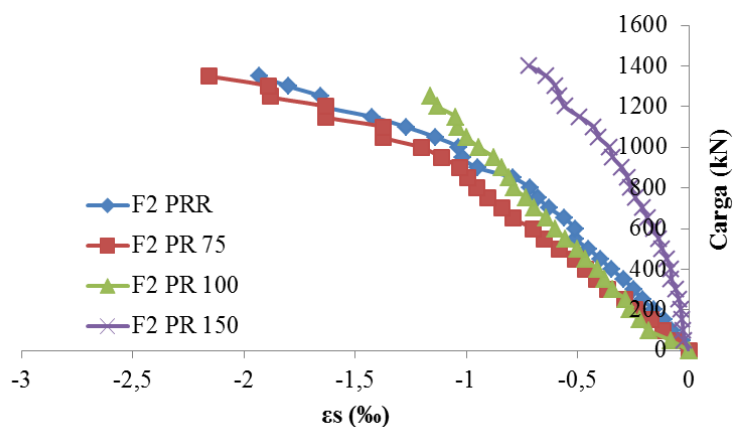


Figura 5.8 – Deformações na armadura longitudinal do reforço dos pilares

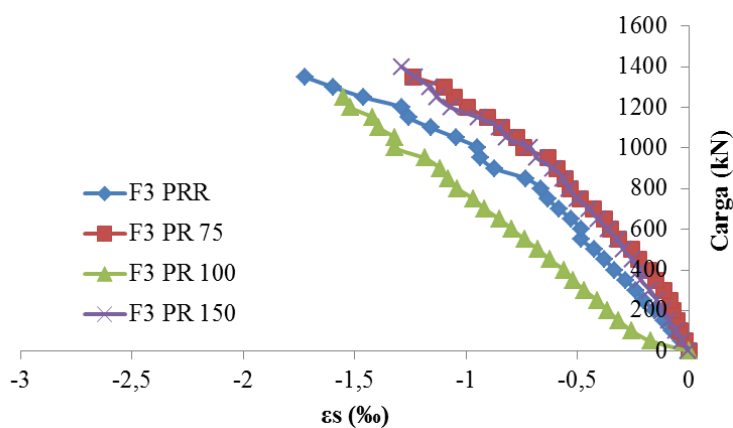


Figura 5.9 – Deformações na armadura longitudinal da seção interna dos pilares

5.2.2 Deformações no concreto

A Figura 5.10 apresenta as deformações do concreto do reforço na parte superior, próximo à aplicação do carregamento. Todos os pilares apresentaram deformações maiores que a mínima recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2007), para peças solicitadas por compressão axial, de 2‰. Quanto às deformações do concreto a meia altura do pilar, mostradas na Figura 5.11, nota-se que o pilar PR₁₀₀ comportou-se de maneira similar ao monolítico PR_R, sendo que o pilar PR₇₅ obteve os melhores índices de deformação para este estado. O comportamento do pilar PR₁₀₀ retifica a indicação da norma NBR 6118 (ABNT, 2007), que afirma que o espaçamento mínimo dos estribos deve ser igual ao da seção original, o que garantiu um estado de confinamento aceitável mesmo quando a seção interna apresenta maiores deformações.

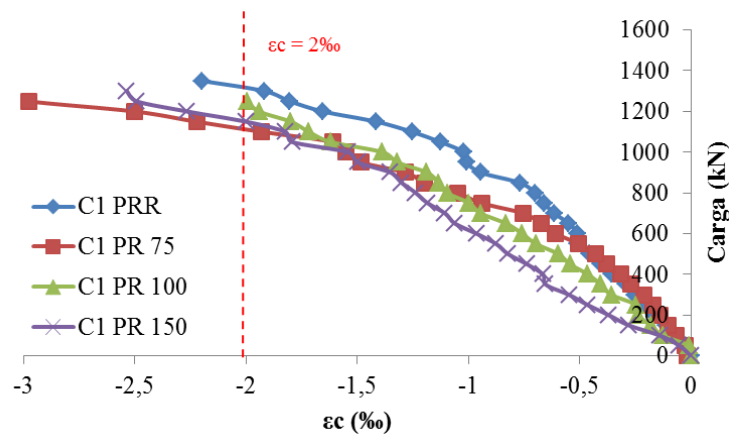


Figura 5.10 – Deformações no concreto do reforço (parte superior)

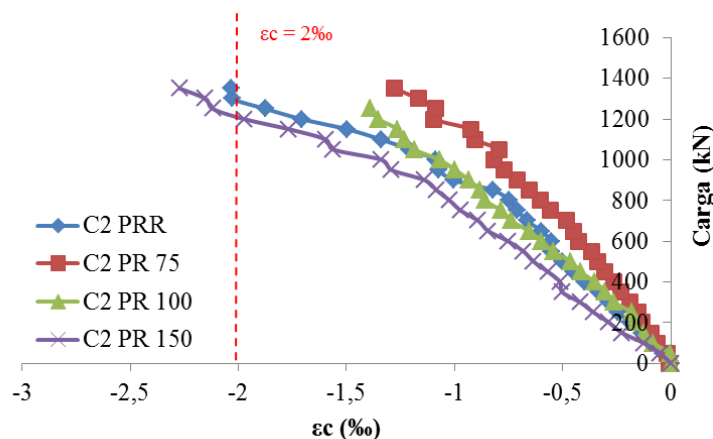


Figura 5.11 – Deformações no concreto do reforço (parte central)

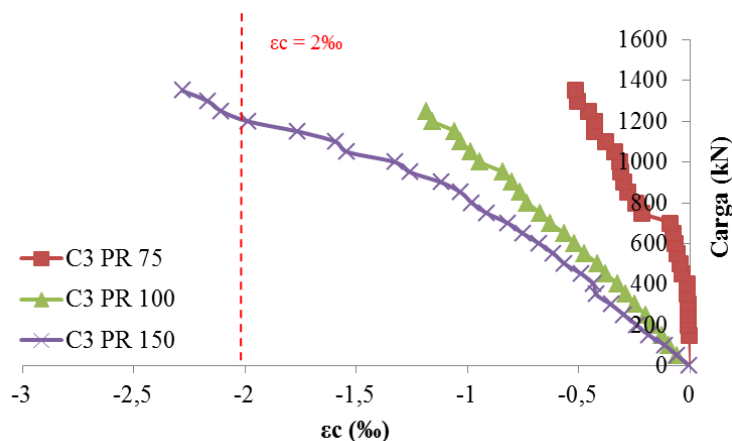


Figura 5.12 – Deformações no concreto da seção interna

5.2.3 Cargas de Ruptura

A Tabela 5.2 mostra os valores das cargas de ruptura de todos os pilares ensaiados, os valores de resistência à compressão para os concretos do substrato e do reforço, deformações máximas nas armaduras e no concreto, as relações da carga de ruptura de cada reforçado com a carga apresentada pelo pilar de referência e o modo de ruptura de cada modelo.

Tabela 5.2 – Cargas e modos de ruptura e relação da resistência dos pilares reforçados com o pilar de referência

Pilar	ϵ_s máx (‰)	ϵ_c máx (‰)	f_{ck}^{SUB} (MPa)	f_{ck}^{REF} (MPa)	N_u (kN)	N_u/N_{PRR}	Modo de ruptura
PR _R	-1,9	-2,1	30	-	1300	-	Esmagamento do concreto
PR ₇₅	-2,1	-4,4	25	38	1354	104%	Desplacamento do reforço
PR ₁₀₀	-1,5	-2,0	25	35	1340	103%	Desplacamento do reforço
PR ₁₅₀	-1,3	-2,5	25	35	1210	93%	Desplacamento do reforço

Na Tabela 5.2 é possível observar que os pilares PR₇₅ e PR₁₀₀ apresentaram resultados mais próximos ao do pilar de referência PR_R, em função do melhor comportamento do reforço, garantido pela distribuição ideal dos estribos. O pilar PR₁₅₀ apresentou perda de 7% na carga última quando comparado ao pilar de referência PR_R, que pode ser explicado pela ineficiência do confinamento do concreto em razão do espaçamento dos estribos.

5.3 SÉRIE 3

5.3.1 Deformações nas armaduras longitudinais

Para a análise das deformações das armaduras longitudinais do reforço foi considerado a localização do mesmo. A Figura 5.13 deixa evidente a localização do reforço em virtude do sentido da deformação do extensômetro. Os pilares de referência e reforçados a tração apresentaram deformações de tração da armadura longitudinal desde o início dos ensaios, onde o pilar de referência PTR alcançou o valor de deformação de escoamento do aço de 2,7‰. Os pilares reforçados a compressão em função da localização do reforço tiveram deformações que evidenciaram essa localização, entre os pilares de referência e reforçados a compressão o pilar PCS apresentou maiores deformações que indicaram o encurtamento da barra.

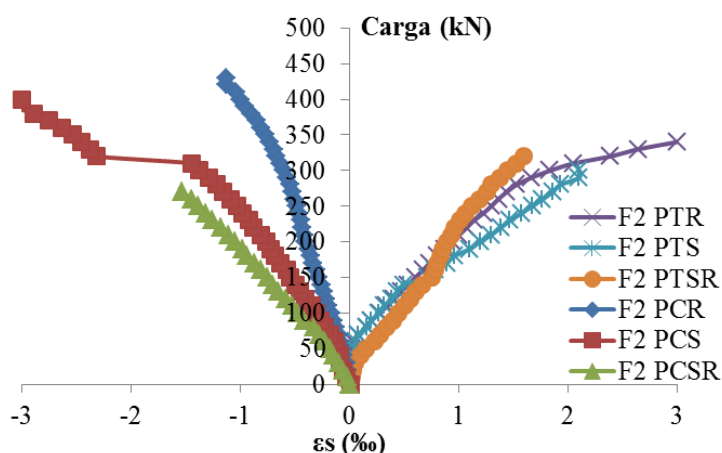


Figura 5.13 – Deformações nas armaduras longitudinais da região do reforço

As Figuras 5.14 e 5.15 mostram as deformações ocorridas na armadura longitudinal da seção original, antes do reforço, dos pilares de referência e reforçados. Nesta região nenhum dos pilares alcançou deformações maiores do que a de escoamento do aço, indicando um comportamento semelhante entre eles.

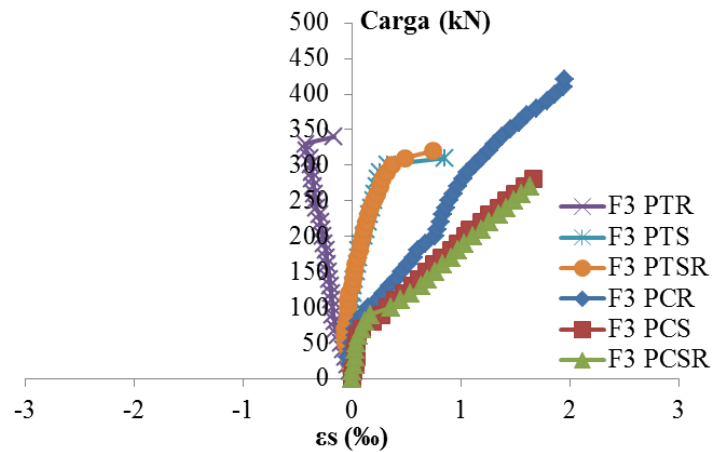


Figura 5.14 – Deformações nas armaduras longitudinais da seção original

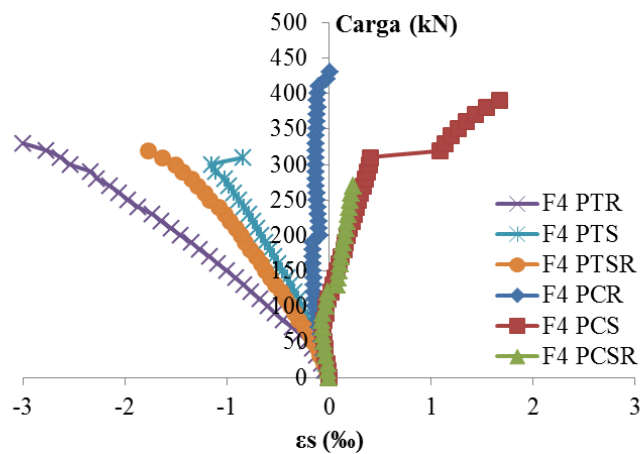


Figura 5.15 – Deformações nas armaduras longitudinais da seção original

5.3.2 Deformações no concreto

Para análise das deformações do concreto foram comparados os extensômetros de todos os pilares em cada região. A Figura 5.16 mostra a curva carga deformação do extensômetro localizado na região tracionada dos pilares, onde somente os pilares reforçados sem revestimento PTS e PCS alcançaram deformações superiores a de 3,5‰ que indica o esmagamento o concreto da região.

A Figura 5.17 apresenta as deformações ocorridas na superfície do concreto da região comprimida, todos os pilares apresentaram deformações significativas nessa região, no entanto somente os pilares PTR e PCS superaram a deformação de 3,5‰ indicando o esmagamento do concreto da região.

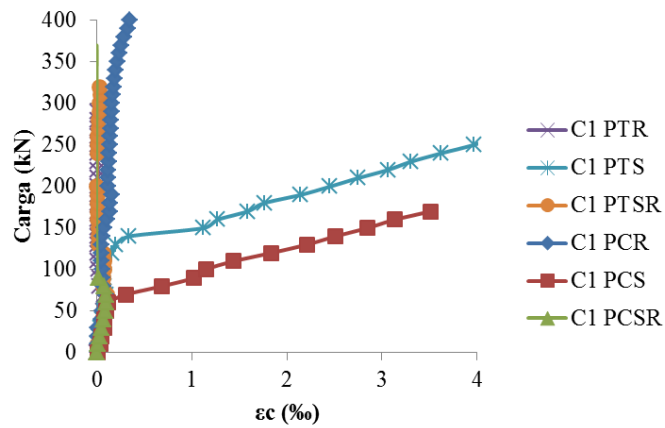


Figura 5.16 – Gráfico carga x deformação do concreto da região tracionada

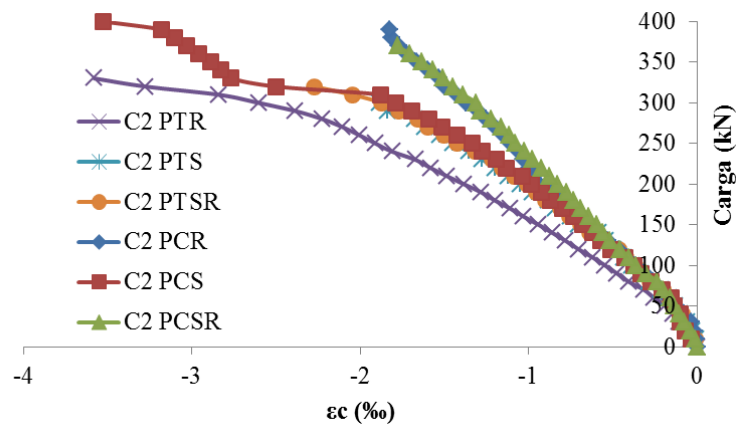


Figura 5.17 – Gráfico carga x deformação do concreto da região comprimida

Os pilares reforçados PTS, PCS, PTRS e PCSR apresentaram comportamento semelhante, não apresentando grandes deformações na superfície do concreto da seção original, o que indica que o concreto da superfície antes do reforço não sofreu esmagamento, como mostra a Figura 5.18. A Figura 5.19 mostra que o revestimento aplicado na superfície da seção original do pilar PTRS não sofreu grandes deformações, mas no pilar PCSR as deformações foram significativas.

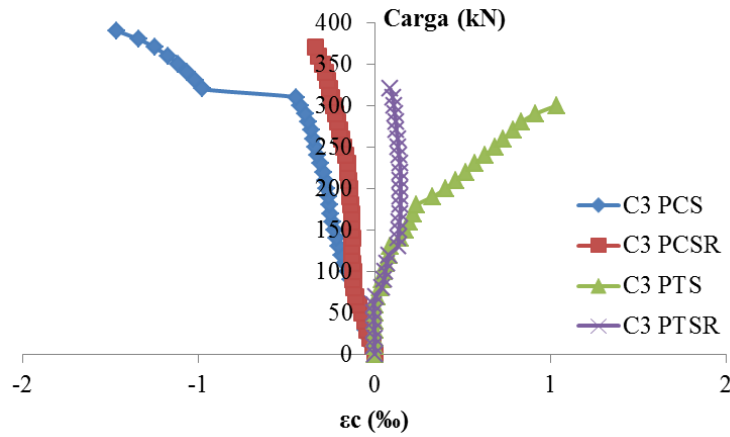


Figura 5.18 – Gráfico carga x deformação na superfície do concreto interno (antes do reforço)

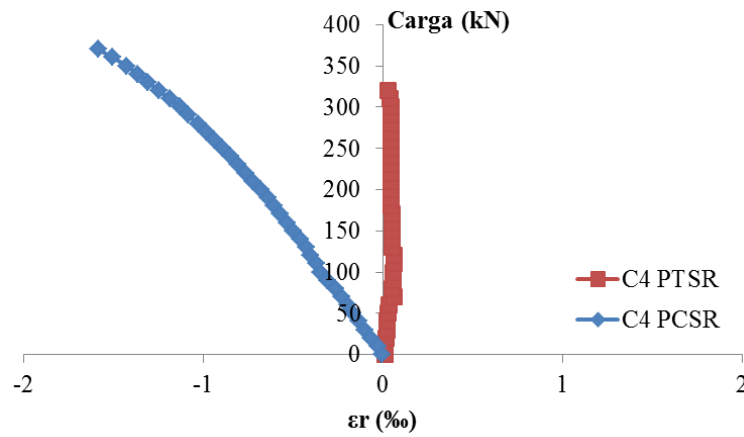


Figura 5.19 – Gráfico carga x deformação da superfície do revestimento

5.3.3 Deslocamentos

Foram analisados os deslocamentos máximos ocorridos na região tracionada dos pilares. A Figura 5.20 mostra as deformações ocorridas na região superior, onde o pilar PTR apresenta o maior deslocamento. Na região central da face tracionada os pilares PTR e PCS apresentam os maiores deslocamentos, como mostra a Figura 5.21. Na região inferior, o pilar PCR foi o que apresentou maior deslocamento dos pilares, como mostra a Figura 5.22. De modo geral os deslocamentos apresentados pelos pilares apresentaram a mesma magnitude, sendo observado o maior deslocamento na região central da face tracionada igual a 42 mm no pilar PTR.

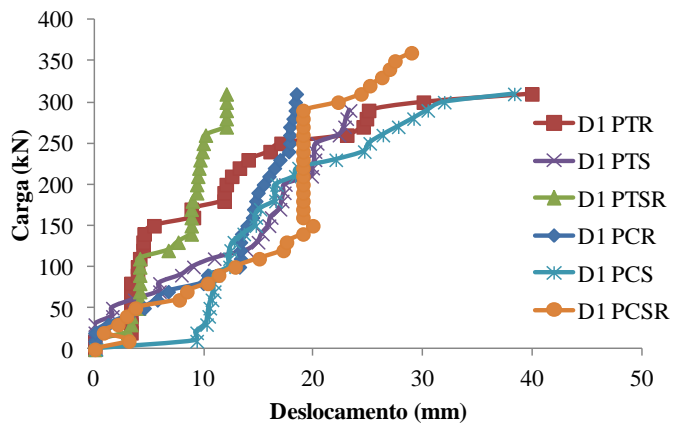


Figura 5.20 – Gráfico carga x deslocamento da região superior da face tracionada

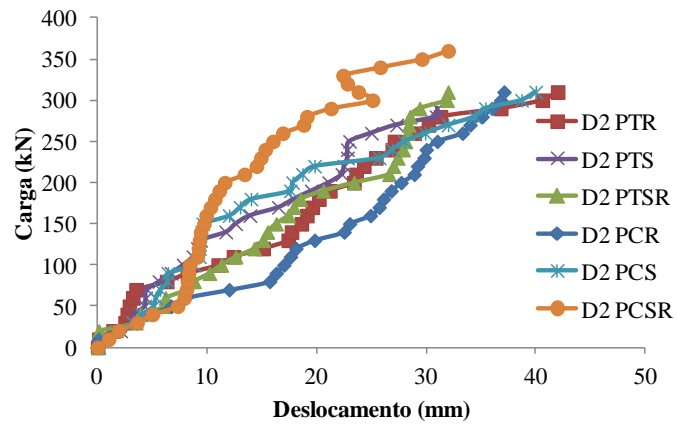


Figura 5.21 – Gráfico carga x deslocamento da região central da face tracionada

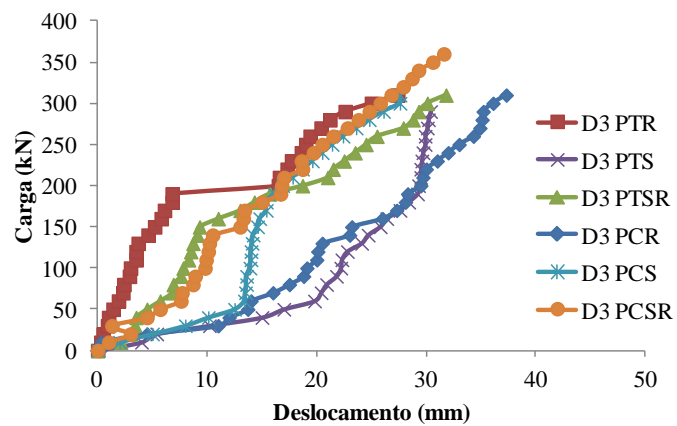


Figura 5.22 – Gráfico carga x deslocamento da região inferior da face tracionada

5.3.4 Cargas de Ruptura

Para análise da carga de ruptura foram utilizadas envoltórias de ruptura, a fim de se estimar com precisão as cargas últimas teóricas dos pilares. Foram utilizados três valores de resistência à compressão do concreto dos pilares, 30 MPa, 33 MPa e 34 MPa, visto que foram esses valores encontrados nos resultados experimentais do material. Para que fosse possível a comparação dos resultados foram analisados todos os pilares em todas as resistências.

A Tabela 5.3 apresenta as cargas de ruptura experimentais (N_{sk}), o momento solicitante experimental (M_{sk}), a excentricidade inicial (e_i), a carga resistente estimada através da envoltória (N_{rk}), o momento resistente estimado através da envoltória (M_{rk}), a relação entre a carga de ruptura experimental e a carga estimada (N_{sk}/N_{rk}), a relação entre os momentos solicitante e o resistente (M_{sk}/M_{rk}), o raio da carga de ruptura (r_{sk}) e a relação entre os raios solicitante e resistente (r_{sk}/r_{rk}).

Tabela 5.3 – Dados experimentais, estimados e comparativos – 30 MPa

PILAR	f_{ck} (MPa)	N_{sk} (tf)	M_{sk} (tf.m)	e_i (cm)	e (cm)	N_{rk} (tf)	M_{rk} (tf.m)	N_{sk}/N_{rk}	M_{sk}/M_{rk}	r_{sk}	r_{rk}	r_{sk}/r_{rk}
PTR	30	340	34,6	6,0	4,2	400,0	40,5	0,85	0,86	341,4	402,0	0,85
PTS	34	300	27,3	6,0	3,1	460,0	42,0	0,65	0,65	301,2	462,0	0,65
PTSR	34	320	29,4	6,0	3,2	460,0	42,0	0,70	0,70	321,4	462,0	0,70
PCR	30	400	40,4	6,0	4,1	400,0	40,5	1,00	1,00	402,3	402,0	1,00
PCS	34	400	40,0	6,0	4,0	400,0	40,5	1,00	0,99	402,3	402,0	1,00
PCSR	30	370	34,1	6,0	3,2	460,0	42,0	0,80	0,81	371,7	462,0	0,81

Nas Figuras 5.23 a 5.25 é possível observar a relação entre os valores obtidos nos ensaios e os valores obtidos através da envoltória de ruptura para uma resistência a compressão do concreto de 30 MPa. Os resultados encontrados foram satisfatórios visto que o pilar que apresentou a maior perda, o pilar PTS, teve perda média de 35%. Os pilares de referência e reforçado a compressão sem revestimento, PCR e PCS apresentaram resultados esperados, alcançando 100% da carga estimada pela envoltória. A Figura 5.26 apresenta a envoltória de ruptura para uma resistência a compressão do concreto de 30 MPa.

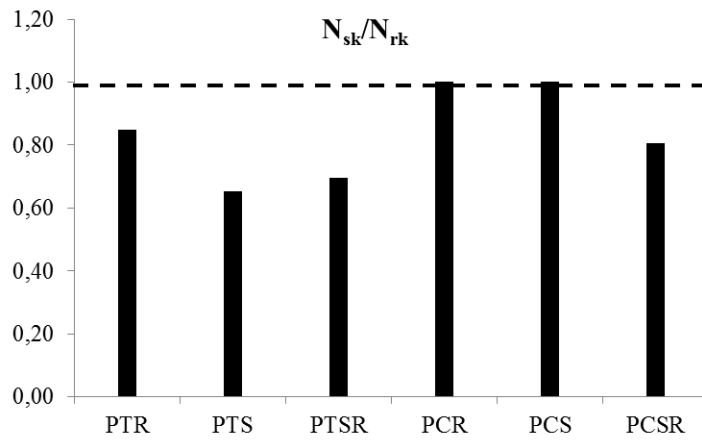


Figura 5.23 – Relação entre a carga de ruptura experimental e a estimada pela envoltória – 30 MPa

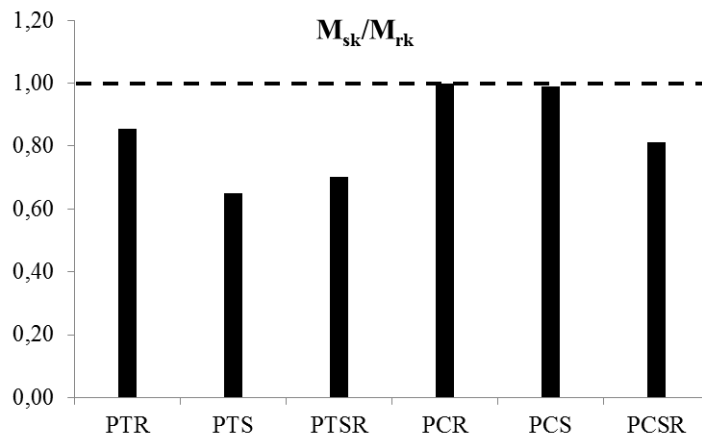


Figura 5.24 – Relação entre os momentos solicitante e o resistente estimado pela envoltória– 30 MPa

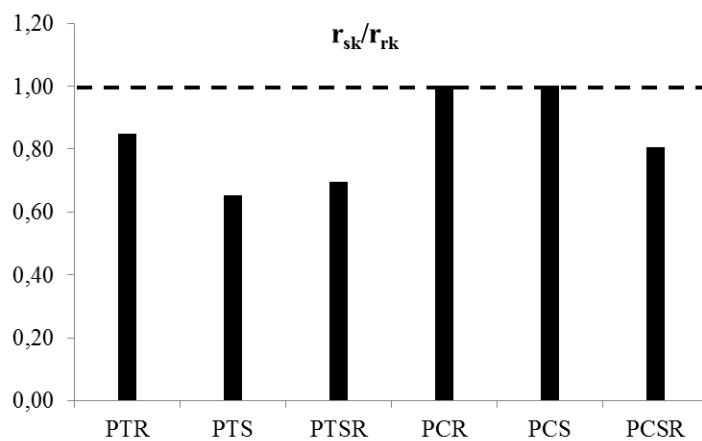


Figura 5.25 – Relação entre os raios solicitante e resistente – 30 MPa

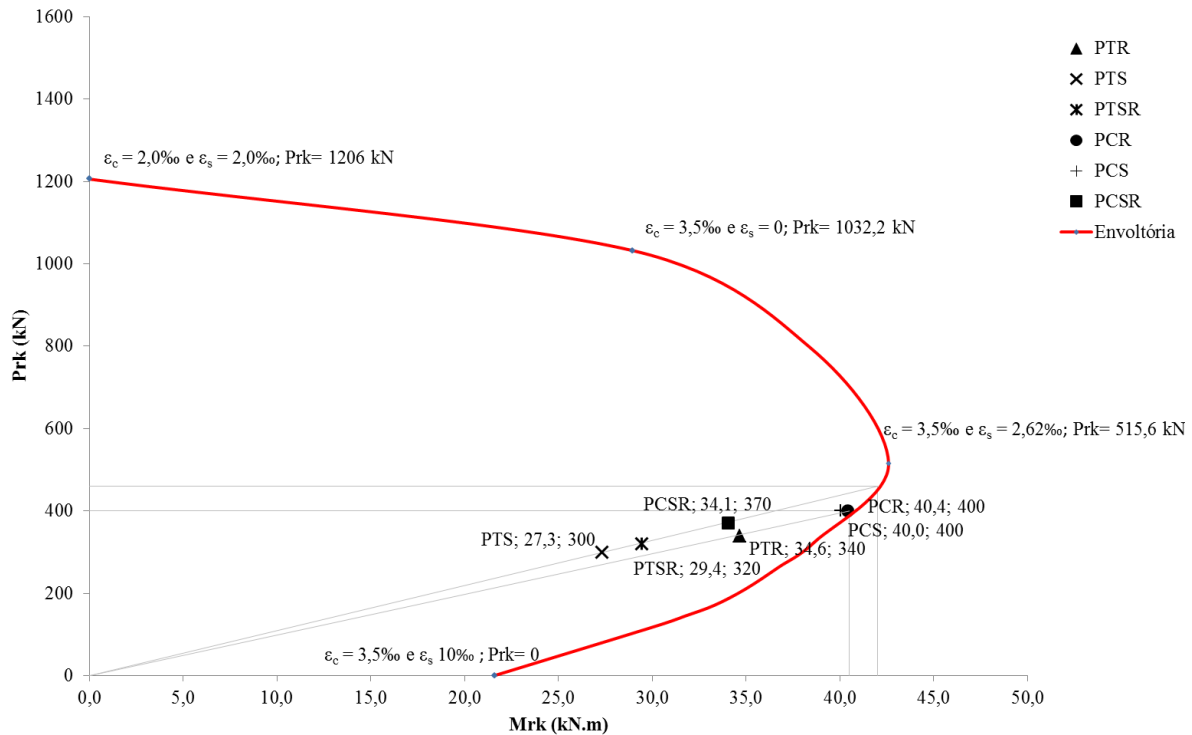


Figura 5.26 – Envoltória – 30 MPa

Foram consideradas as cargas de ruptura estimadas para a resistência média do concreto de 33 MPa, para efeito de comparação entre os pilares como foi feito para a resistência de 30 MPa. Os valores encontrados para 33 MPa não foram muito diferentes dos valores estimados para 30 MPa. Os pilares de referência e reforçados a compressão neste caso também apresentaram melhor desempenho, de modo que o pior desempenho também foi do pilar PTS, com perda de 39%, como mostra a Tabela 5.4.

As Figuras 5.27 a 5.29 mostram o desempenho dos pilares ensaiados, comparando os valores experimentais com os estimados pela envoltória de ruptura. A análise dos gráficos confirma o melhor desempenho dos pilares de referência e reforçados a compressão.

Tabela 5.4 – Dados experimentais, estimados e comparativos – 33 MPa

PILAR	f_{ck} (MPa)	N_{sk} (tf)	M_{sk} (tf.m)	e_i (cm)	e (cm)	N_{rk} (tf)	M_{rk} (tf.m)	N_{sk}/N_{rk}	M_{sk}/M_{rk}	r_{sk}	r_{rk}	r_{sk}/r_{rk}
PTR	30	340	34,6	6,0	4,2	420,0	43,0	0,81	0,81	341,4	422,2	0,81
PTS	34	300	27,3	6,0	3,1	490,0	44,6	0,61	0,61	301,2	492,0	0,61
PTSR	34	320	29,4	6,0	3,2	490,0	44,6	0,65	0,66	321,4	492,0	0,65
PCR	30	400	40,4	6,0	4,1	420,0	43,0	0,95	0,94	402,3	422,2	0,95
PCS	34	400	40,0	6,0	4,0	420,0	43,0	0,95	0,93	402,3	422,2	0,95
PCSR	30	370	34,1	6,0	3,2	490,0	44,6	0,76	0,76	371,7	492,0	0,76

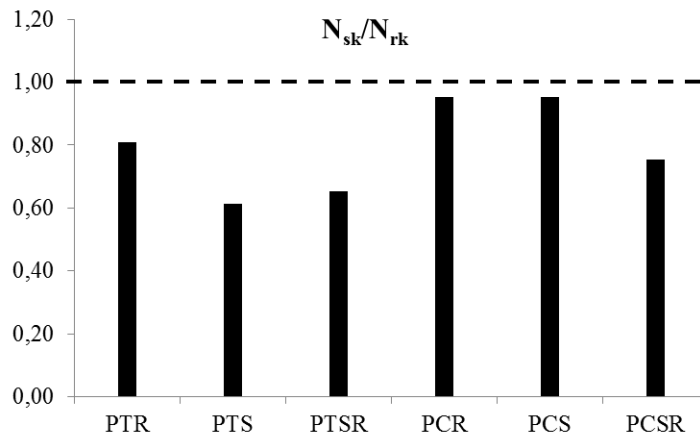


Figura 5.27 – Relação entre a carga de ruptura experimental e a estimada pela envoltória – 33 MPa

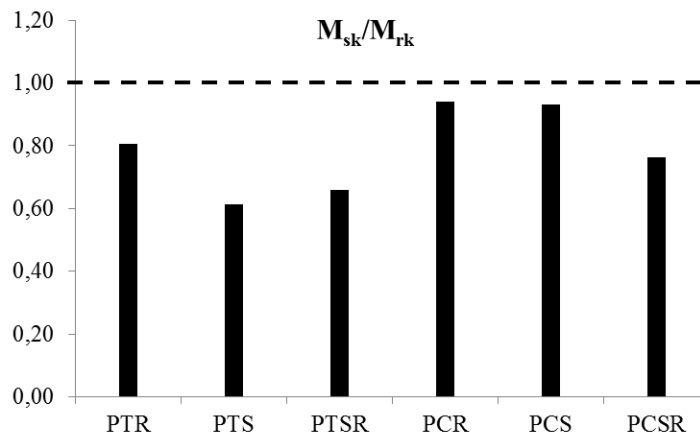


Figura 5.28 – Relação entre os momentos solicitante e o resistente estimado pela envoltória – 33 MPa

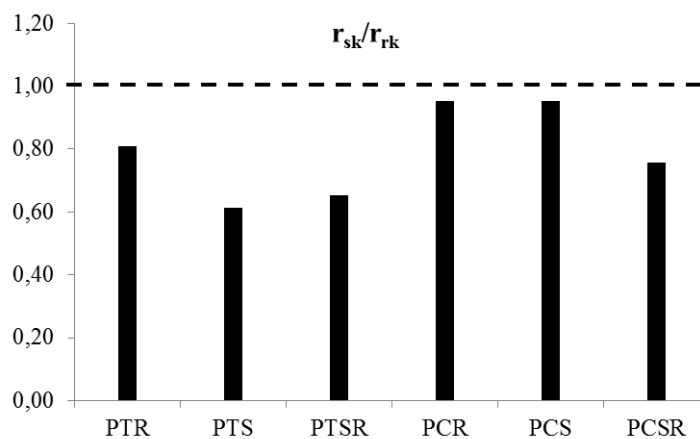


Figura 5.29 – Relação entre os raios solicitante e resistente – 33 MPa

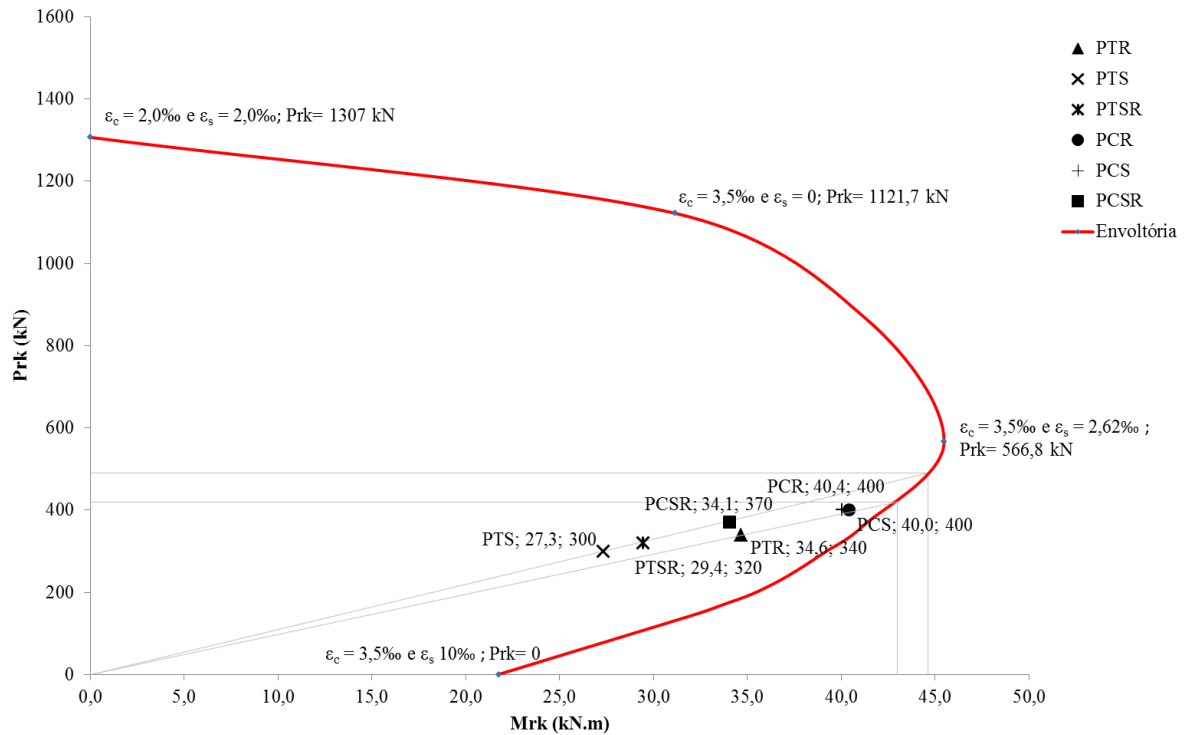


Figura 5.30 – Envoltória – 33 MPa

A Tabela 5.5 apresenta os resultados experimentais e estimados pela envoltória de ruptura, considerando a maior resistência a compressão do concreto encontrada nos resultados experimentais. Os valores encontrados para essa resistência foram os que sofreram maior variação, indicando uma perda maior nas relações entre os resultados experimentais e estimados, de 40% para o pilar PTS, como mostram as Figuras 5.31 a 5.33. O aumento da resistência do concreto resultou em um maior distanciamento dos valores experimentais para a linha da envoltória de ruptura, como mostra a Figura 5.34, indicando uma ruptura precoce. Os pilares PCR e PCS continuaram apresentando os melhores desempenhos quando comparados com os demais pilares para esta resistência do concreto de 34 MPa

Tabela 5.5 – Dados experimentais, estimados e comparativos – 34 MPa

PILAR	f_{ck} (MPa)	N_{sk} (tf)	M_{sk} (tf.m)	e_i (cm)	e (cm)	N_{rk} (tf)	M_{rk} (tf.m)	N_{sk}/N_{rk}	M_{sk}/M_{rk}	r_{sk}	r_{rk}	r_{sk}/r_{rk}
PTR	30	340	34,6	6,0	4,2	443,0	44,0	0,77	0,79	341,4	445,2	0,77
PTS	34	300	27,3	6,0	3,1	505,0	45,5	0,59	0,60	301,2	507,0	0,59
PTSR	34	320	29,4	6,0	3,2	505,0	45,5	0,63	0,65	321,4	507,0	0,63
PCR	30	400	40,4	6,0	4,1	443,0	44,0	0,90	0,92	402,3	445,2	0,90
PCS	34	400	40,0	6,0	4,0	443,0	44,0	0,90	0,91	402,3	445,2	0,90
PCSR	30	370	34,1	6,0	3,2	505,0	45,5	0,73	0,75	371,7	507,0	0,73

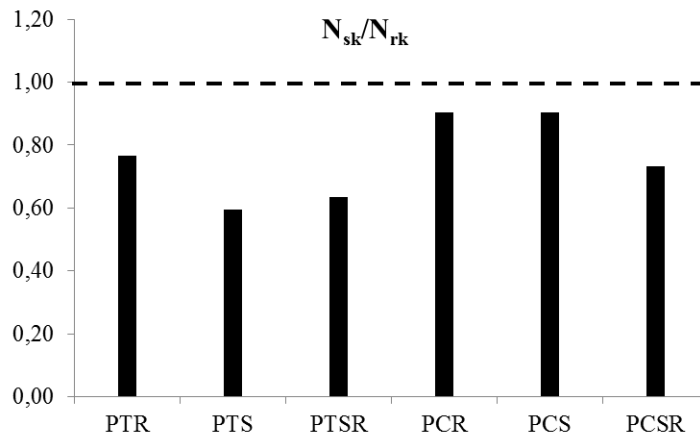


Figura 5.31 – Relação entre a carga de ruptura experimental e a estimada pela envoltória – 34 MPa

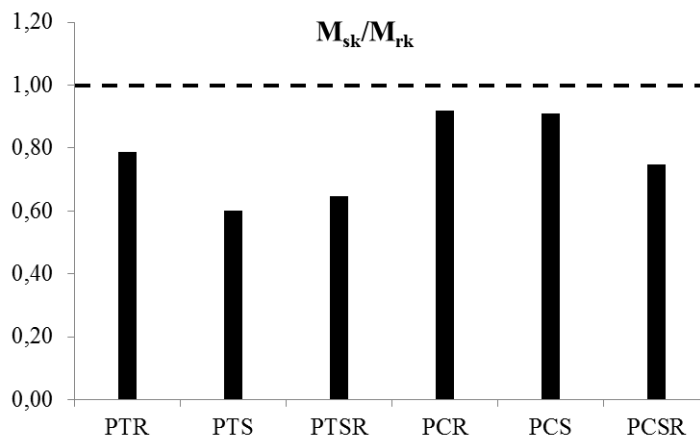


Figura 5.32 – Relação entre os momentos solicitante e o resistente estimado pela envoltória – 34 MPa

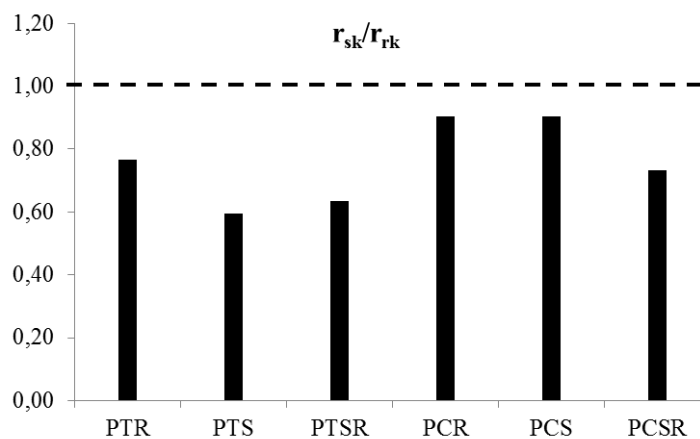


Figura 5.33 – Relação entre os raios solicitante e resistente – 34 MPa

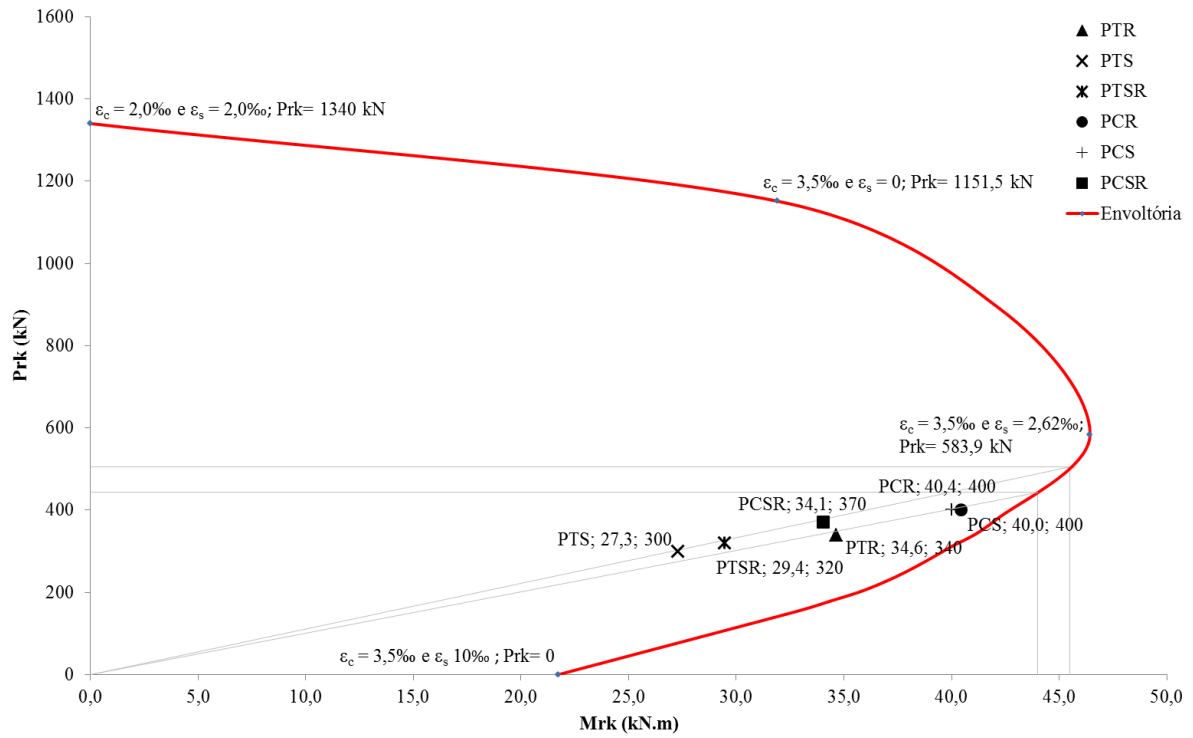


Figura 5.34 – Envoltória – 34 MPa

6. CONCLUSÕES

6.1 SÉRIE 1

Nesta série foram apresentados os resultados experimentais de 6 pilares de concreto armado submetidos à ensaios de compressão axial. Analisando o comportamento das extremidades na distribuição de tensões e o desempenho dos pilares reforçados quando comparados aos monolíticos. Verificou-se que os pilares não monolíticos apresentaram comportamento semelhante ao dos monolíticos, confirmando a eficiência do reforço por terem procedido monoliticamente até sua ruptura. Foi observado que os pilares com fretagem apresentaram melhor comportamento uma vez que apresentaram maior carga de ruptura e menores deformações nas extremidades. Os pilares encamisados apresentaram resultados satisfatórios e quanto à metodologia de ensaio os pilares com fretagem apresentaram melhor desempenho durante os ensaios.

6.2 SÉRIE 2

Na série 2 foram apresentados os resultados experimentais de 4 pilares de concreto armado submetidos à ensaios de compressão axial. Com os resultados obtidos foi observado que os pilares se comportam monoliticamente até próximo da ruptura, quanto ao reforço sobre a camada de revestimento, concluiu-se que o comportamento é idêntico ao de pilares normalmente reforçados com destacamento da camada de reforço. A distribuição dos estribos com espaçamento igual ao da camada original se mostrou coerente visto que o pilar PR₁₅₀ com distribuição 50% superior ao do pilar de referência PRR não confinou a seção estudada. A ausência de instrumentação nos estribos internos impossibilitou a avaliação do confinamento sofrido pelo pilar da seção original. O desempenho dos pilares foi considerado satisfatório uma vez que todo os pilares apresentaram ganhos em média de 4% em relação à carga teórica.

6.2 SÉRIE 3

A série 3 apresentou os resultados experimentais de 6 pilares de concreto armado reforçados em diferentes regiões, face tracionada e face comprimida, submetidos a cargas excêntricas de flexo-compressão. Foram analisados os resultados considerando as diferentes resistências a compressão do concreto dos pilares, a região do reforço e os deslocamentos máximos na região central dos pilares na face tracionada. Os pilares sofreram deslocamentos máximos de

42 mm, que foram considerados nas estimativas de ruptura feitas através das envoltórias. Os pilares de referência e reforçados a tração apresentaram resultados aquém das estimativas com valor de perda máximo de 40% para o pilar reforçado sem revestimento PTS, com destacamento do reforço momentos antes da ruptura. Os pilares de referência e reforçados a compressão apresentaram melhores desempenhos entre os ensaiados, que foi confirmado com as análises feitas através da envoltória de ruptura. Os pilares com revestimento PTSR e PCSR apresentaram comportamento semelhante aos seus respectivos pilares reforçados sem revestimento PTS e PCS, mesmo com a redução de 44% de área de concreto, de modo geral com resultados satisfatórios. O reforço de pilares submetidos à flexo compressão se mostrou mais apropriado quando é executado na zona comprimida dos pilares, podendo ser feito com segurança. Quanto à retirada ou não do revestimento para a execução do reforço, os ensaios realizados indicaram pequena perda na capacidade de carga dos pilares e um comportamento semelhante aos pilares reforçados sem revestimento, com destacamento do reforço apenas próximo à carga última dos pilares.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete**, Farmington Hills, Michigan, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892 – Materiais metálicos — Ensaio de Tração parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739 – Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522 – Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248 – Agregados – Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2003.

ADORNO, A. L. C.. **Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 399p, 2004.

CÁNOVAS, M. F.. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1.ed. São Paulo: Pini, 1988.

CARRAZEDO, R.. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. São Carlos. 173p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

CIRTEK, L.. **RC columns strengthened with bandage – Experimental program and design recommendations**. Construction and Building Materials, v. 15, p. 341-349, 2001.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)**. Bulletin d'Information n°. 162, 1983.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Model Code 1990 – Design Code**. Thomas Telford, 1993.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais: estados limites últimos: teoria e aplicações**. Editora Guanabara Dois S.A., Rio de Janeiro, 1986.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. Editora PINI, 1995.

FUKUYAMA, K.; HIGASHIBATA, Y.; MIYAUCHI, Y.. **Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns**. Cement & Concrete Composites, v. 22, p.81-88, 2000.

HELENE, P. R. L.. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1992.

IBRAHIM, H. H. H.; MACGREGOR, J. G.. **Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns**. ACI Structural Journal, v 93, nº 5, September-October 1996, pp585- 594.

JULIO, E. S.; BRANCO F.; SILVA V. D.. **Structural Rehabilitation of Columns with Reinforced Concrete Jacketing**. Progress in Structural Engineering and Materials. v 5, pp 29-37, 2003.

MELLO, E. L.. **Concreto armado: resistência limite à flexão composta normal e oblíqua**. 1ª Edição, Editora Universidade de Brasília. FINATEC, Brasília, 2003.

MELO, C. E. L.. **Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-compressão Normal**. 157p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2009.

NASCIMENTO, P. P.; GOMES, R. B.; BORGES, L. de L. J.; DAVID, D. L.. **Experimental analysis of reinforced concrete columns strengthened with self-compacting concrete and connectors**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 05, p. 305-315, 2012.

OMAR, M. Y. M.; GOMES, R. B.; REIS, A. P. A.. **Experimental analysis of reinforced concrete columns strengthened with self-compacting concrete**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 3, p. 271-283, 2010.

VANDERLEI, R. D.. **Análise Experimental De Pilares De Concreto Armado de Alta Resistência sob Flexo Compressão Reta**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T.. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

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

TAKEUTI, A. R.. **Comportamento resistente imediato ao longo do tempo de pilares reforçados por encamisamento com concreto de alto desempenho**. Dissertação (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. E.. **Mecânica dos Sólidos**. 1ª edição, LTC, 1984.

ZANATO, G. A.; CAMPOS FILHO, A.; CAMPAGNOLO, J. L.. **Pilares esbeltos reforçados com concreto armado: estudo teórico e experimental**. Congresso Internacional de Comportamento Estrutural de Estruturas Danificadas, Rio de Janeiro. 1998. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: UFF/UCL, 1998.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G.. **Reinforced Concrete: Mechanics e Design**. Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 2009.