



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE MESTRADO**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM
CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)**

Eng.º Civil Mohamad Yahya Mohamad Omar

Orientador: Prof. Ronaldo Barros Gomes, Ph.D.

Co-Orientadora: Prof.^a Andréa Prado Abreu Reis Liserre, D.Sc.

**Goiânia
2006**

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM
CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)**

Mestrando: Eng.º Civil Mohamad Yahya Mohamad Omar
Orientador: Prof.º Ronaldo Barros Gomes, Ph.D.
Co-orientadora: Prof.ª Andréa Prado Abreu Reis Liserre, D.Sc.

**Goiânia
2006**

MOHAMAD YAHYA MOHAMAD OMAR

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM
CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL (CAA)**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Orientador: Prof.^o Ronaldo Barros Gomes, Ph.D.

Co-orientadora: Prof.^a Andréa Prado Abreu Reis Liserre, D.Sc.

Goiânia
2006

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(GPT/BC/UFG)

O54a	Omar, Mohamad Yahya Mohamad. Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA) / Mohamad Yahya Mohamad Omar. – Goiânia, 2006 266 f. : il., color., figs., tabs. Orientador: Ronaldo Barros Gomes e Co-orientadora: Andréa Prado Abreu Reis Liserre. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2006. Bibliografia: f.194-199. Inclui listas de figuras, tabelas, símbolos e abreviaturas. Anexos. 1. Concreto armado – Análise estrutural 2. Pilares de concreto armado 3. Concreto auto-adensável - Reforço estrutural I. Gomes, Ronaldo Barros II. Liserre, Andréa Prado Abreu Reis III. Universidade Federal de Goiás. Escola de Engenharia Civil IV. Título. CDU: 693.55
-------------	--

Referência Bibliográfica

OMAR, Mohamad Yahya Mohamad. *Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Concreto Auto-Adensável (CAA)*. 2006. 266 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.

Cessão de Direitos

Nome do Autor: Mohamad Yahya Mohamad Omar
Título da Dissertação de Mestrado: Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Concreto Auto-Adensável.
Grau/Ano: Mestre/2006

É concedida à Universidade Federal de Goiás permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Mohamad Yahya Mohamad Omar
Rua Delamare, nº 1091 – Centro - CEP: 79300-030 – Corumbá /MS – Brasil

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CONCRETO AUTO- ADENSÁVEL (CAA)

MOHAMAD YAHYA MOHAMAD OMAR

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 07 de julho de 2006, pela banca
examinadora constituída pelos professores:

Professor Ronaldo Barros Gomes, Ph.D. (UFG)
(ORIENTADOR)

Professora Andréa Prado Abreu Reis Liserre, D.Sc. (UFG)
(CO-ORIENTADORA)

Professor Gilson Natal Guimarães, Ph.D. (UFG)
(EXAMINADOR INTERNO)

Professora Ana Lúcia Carrijo Adorno, D.Sc. (UFG-DCR)
(EXAMINADORA INTERNA)

Professor João Carlos Teatini de Souza Clímaco, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DEDICATÓRIA

**A Deus, o Clemente e Misericordioso.
Aos meus pais e irmãos, que
sacrificaram muitas vezes os momentos
de lazer para direcionar recursos à
minha educação.**

AGRADECIMENTOS

A DEUS, por haver nos capacitado a elaborar esta pesquisa.

Aos meus queridíssimos pais e irmãos, pelo apoio, carinho e compreensão, estando sempre presentes na minha vida.

Ao meu orientador, Prof. Ronaldo Barros Gomes, por sua dedicação, respeito e amizade, enriquecendo-me com seu conhecimento.

À minha co-orientadora, Prof.^a Andréa Prado Abreu Reis Liserre, pelo apoio e dedicação permanente durante toda realização deste trabalho.

Aos professores e funcionários do CMEC/UFG, em especial aos Profs. Gilson Natal Guimarães, André Luiz Borttolacci Geyer e Orlando Ferreira Gomes, pelo convívio e ensinamentos.

À Dr.^a Ana Lúcia Carrijo Adorno, pelo convívio, ajuda, paciência e ensinamentos.

Ao Eng.^o Reginaldo Porto, da Concreto Realmix, ao Eng.^o Jerônimo Sousa, da Perfinasa – Perfilados e Ferros Nossa Senhora Aparecida Ltda, e ao Richileu Miranda, da IMPERCIA S.A., que disponibilizaram parte dos materiais utilizados na pesquisa, pelo incentivo ao desenvolvimento do curso de mestrado e do estado de Goiás.

À empresa Carlos Campos Consultoria, na pessoa do Eng.^o Carlos Campos, pelo apoio e incentivo em todos os momentos desse curso e pela realização dos ensaios de caracterização dos materiais.

Um agradecimento especial à valiosa Alexandra Barbosa de Barros, pelo incentivo, carinho e compreensão.

Aos colegas do CMEC/UFG das turmas de 2003 a 2005, em especial para: Alberto, Carlos Antônio, Carlos Eduardo, Fernanda, Gabriel, Luciana, Luciano, Lucius, Magnus, Marcel, Murilo, Paulo Alexandre, Paulo Henrique, Raphael, Robson, Rodrigo, Rubia, Silênio, Thiago e Valéria, com quem tive a oportunidade de conviver no decorrer do curso, pela amizade e companheirismo; aos alunos de iniciação científica e técnicos do laboratório que ajudaram na realização dos ensaios.

Aos amigos e professores da UFMS, em especial o Prof. José Francisco de Lima e o Prof. Mauro Polizer, pelas cartas de recomendação.

Ao grande amigo Schabib Hany, pela revisão deste trabalho.

À sociedade brasileira, que por meio do CNPq disponibilizou minha bolsa de estudos e ao Procad/Capes que financiou os materiais necessários para a pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	13
LISTA DE TABELAS.....	21
LISTA DE SÍMBOLOS.....	26
LISTA DE ABREVIATURAS.....	30
RESUMO.....	31
ABSTRACT.....	32
1 INTRODUÇÃO.....	33
1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	33
1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	34
1.3 OBJETIVOS.....	35
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	36
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	37
2.1 INTRODUÇÃO.....	37
2.2 PILARES DE CONCRETO ARMADO.....	37
2.2.1 Situações básicas de projeto.....	38
2.2.2 Excentricidade de 1ª ordem.....	40
2.2.3 Excentricidade acidental.....	41
2.2.4 Excentricidade de 2ª ordem.....	42
2.2.5 Dimensionamento à flexo-compressão reta.....	42
2.2.6 Prescrições construtivas da NBR 6118:2003.....	46
2.2.6.1 Dimensões mínimas da seção transversal.....	46
2.2.6.2 Armadura longitudinal.....	46
2.2.6.3 Armadura transversal (estribos).....	47
2.2.6.4 Proteção contra Flambagem.....	48

2.2.7 Pesquisas sobre pilares de concreto armado.....	48
2.2.7.1 ADORNO (2004).....	49
2.2.7.2 ARAÚJO (2004).....	53
2.3 REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	55
2.3.1 Considerações gerais.....	55
2.3.2 Reforço mediante uso de fibra de carbono.....	57
2.3.3 Reforço com uso de elementos metálicos.....	58
2.3.4 Reforço por meio de protensão exterior.....	59
2.3.5 Reforço pelo aumento da seção transversal.....	59
2.3.6 Reforço em pilares por aumento da seção com concreto auto- adensável.....	62
2.3.6.1 Considerações.....	62
2.3.6.2 Concreto Auto-Adensável (CAA).....	63
2.3.6.3 Aderência.....	66
2.3.7 Publicações sobre reforço estrutural.....	69
2.3.7.1 Casos de reforço em estruturas de concreto armado.....	69
2.3.7.2 Programa experimental sobre reparo de pilares de VANDERLEI & CLÍMACO (1996).....	75
2.3.7.3 Programa experimental sobre reforço de pilares de ZANATO et al. (2000).....	78
2.3.7.4 Programa experimental sobre reforço de pilares com fibra de carbono de SOUZA et al. (2002).....	82
2.3.7.5 Programa experimental sobre reforço com argamassa auto-adensável de REIS (2003).....	85
2.3.7.6 Programa experimental sobre reforço de lajes de CAMPOS (2000).....	89
2.3.7.7 Programa experimental sobre reforço de lajes treliçadas de ASSIS (2005).....	91
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	94
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	94

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS.....	95
3.3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL.....	100
3.3.1 Formas.....	100
3.3.2 Montagem e instrumentação das armaduras dos pilares originais e de referência.....	101
3.3.3 Moldagem e desmoldagem dos pilares.....	101
3.3.4 Esquema de Ensaio.....	104
3.3.4.1 Sistema de aplicação de força e de vinculação.....	104
3.3.4.2 Posicionamento dos modelos na estrutura de reação.....	107
3.3.5 Instrumentação no concreto dos pilares originais e de referência..	110
3.3.6 Medidas dos deslocamentos e acompanhamento de fissuras.....	110
3.4 PROCEDIMENTO DE REFORÇO DOS PILARES.....	112
3.4.1 Escarificação.....	112
3.4.2 Colagem dos conectores.....	113
3.4.3 Colagem dos extensômetros elétricos na armadura do reforço.....	114
3.4.4 Limpeza, saturação e aplicação do material de reforço.....	115
3.4.5 Instrumentação no concreto dos pilares reforçados.....	116
3.5 MATERIAIS.....	117
3.5.1 Concreto.....	117
3.5.2 Aço.....	120
4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	122
4.1 RESULTADOS DOS PILARES ORIGINAIS E DE REFERÊNCIA.....	122
4.1.1 Deslocamentos horizontais e verticais.....	122
4.1.2 Deformações específicas na armadura.....	128
4.1.3 Deformações específicas do concreto.....	132
4.1.4 Fissuras.....	135
4.1.5 Cargas e modos de ruptura.....	139
4.2 RESULTADOS DOS PILARES REFORÇADOS.....	141

4.2.1 Deslocamentos horizontais e verticais.....	141
4.2.2 Deformações específicas na armadura.....	148
4.2.3 Deformações específicas no concreto.....	152
4.2.4 Fissuras.....	156
4.2.5 Cargas e modos de ruptura.....	160
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	167
5.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	167
5.2 DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	172
5.3 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO.....	176
5.4 COMPORTAMENTO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS.....	178
5.5 RELAÇÕES MOMENTO FLETOR E CURVATURA ($M - \phi$).....	185
5.6 FISSURAÇÃO.....	186
5.7 RELAÇÕES FORÇA NORMAL E MOMENTO FLETOR.....	187
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	190
6.1 CONCLUSÕES.....	190
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	192
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	194
ANEXO A – MEDIÇÃO POR MEIO DO TEODOLITO.....	200
ANEXO B – TESTE DE CONCRETAGEM.....	206
ANEXO C – DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA DE REAÇÃO.....	209
C.1 DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA DE REAÇÃO.....	209
C.2 EFEITO CAUSADO NOS PILARES.....	213
ANEXO D – CÁLCULOS TEÓRICOS.....	215
D.1 CÁLCULO À FLEXO COMPRESSÃO RETA UTILIZANDO ÁBACOS.....	215

D.2 CÁLCULO À FLEXO COMPRESSÃO RETA UTILIZANDO OS MOMENTOS MÁXIMOS EXPERIMENTAIS (ÁBACOS).....	216
D.3 CÁLCULO À FLEXO COMPRESSÃO RETA UTILIZANDO OS ÁBACOS GERADOS PELO SOFTWARE RESPONSE 2000.....	216
D.4 CÁLCULO DO ÍNDICE ESBELTEZ DO PILAR.....	217
D.5 CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE.....	217
ANEXO E – MUDANÇA DA EXCENTRICIDADE DE CARGA.....	219
ANEXO F – DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS.....	221
ANEXO G – DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	235
ANEXO H – DEFORMAÇÕES DO CONCRETO.....	253

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1-	Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares intermediários.....	38
Figura 2.2-	Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de extremidade.....	39
Figura 2.3-	Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de canto.....	40
Figura 2.4-	Casos possíveis de excentricidade de 1ª ordem (BASTOS, 2004).....	40
Figura 2.5-	Tipos de imperfeições geométricas locais (BASTOS, 2004).....	41
Figura 2.6-	Critério para proteção das barras contra a flambagem (BASTOS, 2004).	48
Figura 2.7-	Dimensões dos pilares das Séries PSA e PCA4 (mm).....	50
Figura 2.8-	Detalhamento das armaduras dos pilares da Série PSA.....	51
Figura 2.9-	Detalhamento das armaduras dos pilares da Série PCA4.....	52
Figura 2.10-	Reforço com aumento de seção de um pilar.....	60
Figura 2.11-	Reforço com utilização de concreto projetado (TAKEUTI, 1999).....	61
Figura 2.12-	Configurações de reforço (TAKEUTI, 1999).....	62
Figura 2.13-	Orifício realizado na laje para passagem do concreto.....	63
Figura 2.14-	Ensaio de espalhamento (BESSON & ISA, 2005).....	64
Figura 2.15-	Ensaio do funil V.....	65
Figura 2.16-	Ensaio da caixa L (GOBBI & AMARAL, 2005).....	65
Figura 2.17-	Deformações de peça composta por materiais com módulos de elasticidade diferentes (MAILVAGANAM& MITCHELL, 2003).....	68
Figura 2.18-	Fixação da ferragem junto ao pilar com aplicação do adesivo epóxi (RUIZ FILHO et al.,2002).....	70
Figura 2.19-	Vista interna da forma no momento do lançamento do graute (RUIZ FILHO et al., 2002).....	71
Figura 2.20-	Fotografia do estado final do pilar reforçado, encamisamento metálico e estrutura da cobertura (RUIZ FILHO et al., 2002).....	72

Figura 2.21-	Vista frontal do pilar, área interna do prédio (ROCHA et al., 2002).....	73
Figura 2.22-	Vista do mecanismo de transferência (ROCHA et al., 2002).....	74
Figura 2.23-	Vista lateral dos modelos de pilares de VANDERLEI & CLÍMACO (1996).....	76
Figura 2.24-	Detalhamento dos pilares de referência de ZANATO et al. (2000).....	79
Figura 2.25-	Seção transversal dos pilares reforçados com concreto armado (ZANATO et al., 2000).....	80
Figura 2.26-	Fotografias dos pilares reforçados com concreto armado (ZANATO et al., 2000).....	80
Figura 2.27-	Esquema de ensaio de ZANATO et al. (1999).....	81
Figura 2.28-	Esquema das vigas reforçadas pela face tracionada (REIS, 2003).....	86
Figura 2.29-	Esquema das vigas reforçadas pelo banzo superior (REIS, 2003).....	87
Figura 2.30-	Fotografia do esquema de ensaio de CAMPOS (2000).....	90
Figura 2.31-	Fotografia do esquema de ensaio de ASSIS (2005).....	92
Figura 3.1-	Dimensões dos pilares originais e de referência (mm).....	96
Figura 3.2-	Detalhamento das armaduras dos pilares originais e de referência.....	97
Figura 3.3-	Armações dos pilares originais e de referência.....	97
Figura 3.4-	Seção transversal das peças ensaiadas.....	99
Figura 3.5-	Fotografia da forma utilizada para moldagem dos pilares da primeira etapa (mm).....	100
Figura 3.6-	Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares da primeira etapa.....	101
Figura 3.7-	Espaçadores plásticos posicionados nas armaduras.....	102
Figura 3.8-	Detalhe dos grampos travando as laterais das fôrmas.....	102
Figura 3.9-	Concretagem e adensamento.....	103
Figura 3.10-	Conjunto bomba, atuador hidráulico, célula de carga e indicador digital.....	104

Figura 3.11-	Esquema de ensaio dos pilares.....	105
Figura 3.12-	Fotografias do esquema de ensaio dos pilares.....	106
Figura 3.13-	Aparelhos de vinculação.....	107
Figura 3.14-	Estrutura do esquema de ensaio.....	108
Figura 3.15-	Fotografias da base metálica (mm).....	108
Figura 3.16-	Etapas do posicionamento dos pilares no pórtico de reação.....	109
Figura 3.17-	Posicionamento dos extensômetros elétricos no concreto.....	110
Figura 3.18-	Posicionamento dos relógios comparadores (R1 a R9) nos modelos ensaiados (mm).....	111
Figura 3.19-	Fotografias do pilar instrumentado com relógios comparadores.....	111
Figura 3.20-	Fotografias da escarificação dos pilares.....	112
Figura 3.21-	Fotografia da colagem dos estribos ao pilar e forma preparada para receber o novo material.....	113
Figura 3.22-	Configuração dos conectores complementares dos pilares reforçados (mm).....	114
Figura 3.23-	Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares reforçados.....	115
Figura 3.24-	Espalhamento do material de reforço (ensaio de espalhamento).....	116
Figura 3.25-	Aplicação do material de reforço.....	116
Figura 3.26-	Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares reforçados.....	117
Figura 3.27-	Curvas de resistência à compressão do concreto da 1ª e 2ª concretagens.....	118
Figura 3.28-	Curva de resistência à compressão do concreto da 3ª concretagem (reforço).....	119
Figura 3.29-	Curvas tensão x deformação da armadura de 5,0 mm de diâmetro.....	120
Figura 3.30-	Curva tensão x deformação da armadura de 10,0 mm de diâmetro.....	121

Figura 3.31-	Curva tensão x deformação da armadura de 12,5 mm de diâmetro.....	121
Figura 4.1-	Diagramas carga x deslocamento do pilar P1 (Referência).....	123
Figura 4.2-	Diagramas carga x deslocamento do pilar P2 (Referência).....	123
Figura 4.3-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T do pilar P1 (Referência).....	124
Figura 4.4-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T do pilar P2 (Referência).....	125
Figura 4.5-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares à 70 kN.....	126
Figura 4.6-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares à 110 kN.....	127
Figura 4.7-	Deslocamento horizontal à meia altura dos pilares P3, P4 e P5.....	127
Figura 4.8-	Deslocamento horizontal à meia altura dos pilares P6, P7 e P8.....	128
Figura 4.9-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P1.....	129
Figura 4.10-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P2.....	129
Figura 4.11-	Curvas carga x deformação da armadura tracionada dos pilares P3, P4 e P5.....	130
Figura 4.12-	Curvas carga x deformação da armadura tracionada dos pilares P6, P7 e P8.....	131
Figura 4.13-	Curvas carga x deformação no aço da face comprimida dos pilares P3, P4 e P5.....	131
Figura 4.14-	Curvas carga x deformação no aço da face comprimida dos pilares P6, P7 e P8.....	132
Figura 4.15-	Curvas carga x deformação do concreto nas faces C e B do pilar P1.....	133
Figura 4.16-	Curvas carga x deformação do concreto nas faces C e B do pilar P2.....	134
Figura 4.17-	Curvas carga x deformação no concreto comprimido dos pilares P3, P4 e P5.....	135
Figura 4.18-	Curvas carga x deformação no concreto comprimido dos pilares P6, P7 e P8.....	135

Figura 4.19-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar P1.....	136
Figura 4.20-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar P2.....	137
Figura 4.21-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar P8.....	138
Figura 4.22-	Fotografia do pilar P1 após a ruptura.....	141
Figura 4.23-	Diagramas carga x deslocamento do pilar PT10.....	142
Figura 4.24-	Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PT10.....	142
Figura 4.25-	Diagramas carga x deslocamento do pilar PT12.....	143
Figura 4.26-	Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PT12.....	143
Figura 4.27-	Diagramas carga x deslocamento do pilar PC45T10.....	144
Figura 4.28-	Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC45T10.....	144
Figura 4.29-	Diagramas carga x deslocamento do pilar PC45T12.....	145
Figura 4.30-	Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC45T12.....	145
Figura 4.31-	Diagramas carga x deslocamento do pilar PC35.....	146
Figura 4.32-	Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC35.....	147
Figura 4.33-	Diagramas carga x deslocamento do pilar PC55.....	147
Figura 4.34-	Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC55.....	148
Figura 4.35-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PT10..	149
Figura 4.36-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PT12..	149
Figura 4.37-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC45T10.....	150
Figura 4.38-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC45T12.....	150
Figura 4.39-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC35..	151
Figura 4.40-	Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC55..	152
Figura 4.41-	Curvas carga x deformação no concreto nas faces C e D do pilar PT10..	153

Figura 4.42-	Curvas carga x deformação no concreto nas faces C e D do pilar PT12..	153
Figura 4.43-	Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC45T10.....	154
Figura 4.44-	Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC45T12.....	154
Figura 4.45-	Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC35.....	155
Figura 4.46-	Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC55.....	155
Figura 4.47-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar PT10.....	156
Figura 4.48-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar PT12.....	157
Figura 4.49-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar PC45T10.....	158
Figura 4.50-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar PC45T12.....	159
Figura 4.51-	Mapa e fotografia das fissuras do pilar PC35.....	160
Figura 4.52-	Fotografia do pilar PT10 (Reforçado à tração), após a ruptura.....	162
Figura 4.53-	Fotografia do pilar PT12 (Reforçado à tração), após a ruptura.....	163
Figura 4.54-	Fotografia do pilar PC45T10 após a ruptura.....	163
Figura 4.55-	Fotografia do pilar PC45T12 após a ruptura.....	164
Figura 4.56-	Fotografia do pilar PC35 após a ruptura.....	165
Figura 4.57-	Fotografia do pilar PC55 após a ruptura.....	165
Figura 5.1-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares P1, P2, P7 e P8 à 70 kN.....	168
Figura 5.2-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares P1, P2, P7 e P8 à 110 kN.....	168
Figura 5.3-	Curvas carga x deslocamento horizontal do relógio R3 dos pilares.....	169
Figura 5.4-	Curvas carga x deformação da armadura tracionada dos pilares.....	173

Figura 5.5-	Curvas carga x deformação da armadura comprimida dos pilares.....	175
Figura 5.6-	Curvas carga x deformação no concreto comprimido dos pilares.....	177
Figura 5.7-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P1.....	179
Figura 5.8-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P2.....	179
Figura 5.9-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PT10.....	180
Figura 5.10-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PT12.....	180
Figura 5.11-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC45T10.....	181
Figura 5.12-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC45T12.....	181
Figura 5.13-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC35.....	182
Figura 5.14-	Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC55.....	182
Figura 5.15-	Diagramas momento fletor x curvatura dos pilares.....	186
Figura 5.16-	Curvas carga x deslocamento horizontal na posição do relógio R3.....	187
Figura 5.17-	Diagramas força normal relativa (v) x momento fletor relativo (μ) dos pilares.....	188
Figura 5.18-	Diagramas carga x momento fletor dos pilares.....	188
Figura A1-	Modelo de triângulo formado com a utilização do teodolito.....	200
Figura A2-	Fotografia da utilização do teodolito.....	201
Figura A3-	Esquema das dimensões “A”, “B”, “C” e “ α ”.....	201
Figura B1-	Forma colocada no pilar para execução do teste.....	207

Figura B2-	Trecho do pilar moldado com CAA.....	208
Figura C1-	Fotografia do pórtico de reação com a localidade dos parafusos.....	209
Figura C2-	Posição dos parafusos em seus orifícios.....	210
Figura C3-	Diagrama Carga no pilar x Deslocamento horizontal no nó do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos.....	211
Figura C4-	Diagrama Carga no pilar x Deslocamento na viga do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos.....	212
Figura C5-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares à 70 kN.....	213
Figura C6-	Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares à 110 kN.....	214
Figura E1-	Seção transversal das peças ensaiadas e excentricidades de carga (mm).....	219

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1-	Forças e momentos últimos dos pilares de ADORNO (2004).....	52
Tabela 2.2-	Forças e momentos últimos dos pilares de ARAÚJO (2004).....	54
Tabela 2.3-	Tipos de transferência de esforços de cisalhamento em juntas de concreto (EL DEBS, 2000).....	67
Tabela 2.4-	Cargas de ruptura dos pilares de VANDERLEI & CLÍMACO (1996)....	77
Tabela 2.5-	Cargas e modos de ruptura (ZANATO et al., 2000).....	82
Tabela 2.6-	Características dos pilares do programa experimental de SOUZA et al. (2002).....	83
Tabela 2.7-	Cargas de ruptura dos pilares de SOUZA et al. (2002).....	84
Tabela 2.8-	Cargas de serviço e ruptura dos ensaios feitos por REIS (2003).....	88
Tabela 2.9-	Carga de ruptura das lajes ensaiadas por ASSIS (2005).....	93
Tabela 3.1-	Principais características dos pilares ensaiados.....	98
Tabela 3.2-	Proporção dos materiais do substrato e do reforço por m ³ de concreto....	118
Tabela 3.3-	Resistência à compressão do concreto do substrato na data do ensaio.....	119
Tabela 3.4-	Resistência à compressão do concreto do reforço na data do ensaio.....	119
Tabela 4.1-	Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar P1.....	137
Tabela 4.2-	Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar P2.....	138
Tabela 4.3-	Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar P8.....	139
Tabela 4.4-	Forças e momentos máximos.....	140
Tabela 4.5-	Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar PT10.....	157

Tabela 4.6-	Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar PT12.....	158
Tabela 4.7-	Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar PC45T10.....	159
Tabela 4.8-	Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar PC45T12.....	160
Tabela 4.9-	Cargas e momentos máximos.....	161
Tabela 5.1-	Deslocamentos observados para todos os pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça.....	169
Tabela 5.2-	Cargas no estado limite de serviço (E.L.S.) pela NBR 6118:2003 para vigas nos pilares ensaiados.....	171
Tabela 5.3-	Relação entre os deslocamentos horizontais dos pilares reforçados e o deslocamento do pilar de referência P1.....	172
Tabela 5.4-	Deformações da armadura mais próxima à face tracionada dos pilares para as cargas de ruptura ou próximas à ruptura.....	174
Tabela 5.5-	Deformações da armadura comprimida, dos pilares, para as cargas de ruptura ou próximas à ruptura.....	176
Tabela 5.6-	Deformações do concreto comprimido, dos pilares, para as cargas de ruptura ou próximas à ruptura.....	178
Tabela 5.7-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar de referência P1.....	183
Tabela 5.8-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar de referência P2.....	183
Tabela 5.9-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PT10.....	183
Tabela 5.10-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PT12.....	183
Tabela 5.11-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC45T10.....	184
Tabela 5.12-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC45T12.....	184

Tabela 5.13-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC35.....	184
Tabela 5.14-	Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC55.....	184
Tabela 5.15-	Cargas de fissuração.....	187
Tabela A1-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar P1.....	202
Tabela A2-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar P2.....	202
Tabela A3-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar PT10.....	203
Tabela A4-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar PT12.....	203
Tabela A5-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar PC45T10....	204
Tabela A6-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar PC45T12....	204
Tabela A7-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar PC35.....	205
Tabela A8-	Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar PC55.....	205
Tabela B1-	Proporção dos materiais do CAA por m ³	206
Tabela C1-	Carga no pilar e deslocamento horizontal no nó do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos.....	211
Tabela C2-	Carga no pilar e deslocamento vertical na viga do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos.....	212
Tabela D1-	Resultados teóricos.....	218
Tabela F1-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P1.....	221
Tabela F2-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P2.....	222
Tabela F3-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P3.....	223
Tabela F4-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P4.....	224
Tabela F5-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P5.....	225
Tabela F6-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P6.....	226
Tabela F7-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P7.....	227

Tabela F8-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P8.....	228
Tabela F9-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar PT10.....	229
Tabela F10-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar PT12.....	230
Tabela F11-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar PC45T10.....	231
Tabela F12-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar PC45T12.....	232
Tabela F13-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar PC35.....	233
Tabela F14-	Deslocamentos verticais e horizontais do pilar PC55.....	234
Tabela G1-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P1.....	235
Tabela G2-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P2.....	236
Tabela G3-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P3.....	237
Tabela G4-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P4.....	238
Tabela G5-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P5.....	239
Tabela G6-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P6.....	240
Tabela G7-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P7.....	241
Tabela G8-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar P8.....	242
Tabela G9-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar PT10.....	243
Tabela G10-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar PT12.....	245
Tabela G11-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar PC45T10.....	247
Tabela G12-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar PC45T12.....	249
Tabela G13-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar PC35.....	251
Tabela G14-	Deformações das armaduras longitudinais do pilar PC55.....	252
Tabela H1-	Deformações do concreto do pilar P1.....	253

Tabela H2-	Deformações do concreto do pilar P2.....	254
Tabela H3-	Deformações do concreto do pilar P3.....	255
Tabela H4-	Deformações do concreto do pilar P4.....	256
Tabela H5-	Deformações do concreto do pilar P5.....	257
Tabela H6-	Deformações do concreto do pilar P6.....	258
Tabela H7-	Deformações do concreto do pilar P7.....	259
Tabela H8-	Deformações do concreto do pilar P8.....	260
Tabela H9-	Deformações do concreto do pilar PT10.....	261
Tabela H10-	Deformações do concreto do pilar PT12.....	262
Tabela H11-	Deformações do concreto do pilar PC45T10.....	263
Tabela H12-	Deformações do concreto do pilar PC45T12.....	264
Tabela H13-	Deformações do concreto do pilar PC35.....	265
Tabela H14-	Deformações do concreto do pilar PC55.....	266

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas

$1/r$	curvatura da seção crítica
a	distância entre a força normal e o centro de gravidade
A	área da seção transversal
A_s	área total da armadura longitudinal
b	largura da seção transversal do pilar
c	capeamento de concreto
c_{nom}	cobrimento nominal da armadura
d	altura útil ou efetiva
$D_{máx}$	deslocamento horizontal máximo
D_p	deslocamento horizontal do pilar
$D_{teodlito}$	deslocamento horizontal medido pelo teodolito
DL	deslocamento limite
e	excentricidade de carga
e_1	excentricidade de 1ª ordem
e_a	excentricidade acidental
e_{final}	excentricidade final
e_i	excentricidade inicial
$e_{inicial}$	excentricidade inicial
$e_{r,in}$	excentricidade inicial dos pilares reforçados
e_{min}	espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais
E_c	módulo de elasticidade secante do concreto
E_{rc}	espessura do reforço na face comprimida

E_{rt}	espessura do reforço na face tracionada
E_s	módulo de deformação longitudinal do aço
f_c	resistência do concreto
f_c^{sub}	resistência do concreto do substrato
f_c^{refor}	resistência do concreto do reforço
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão, aos 28 dias
f_{ct}	resistência a tração do concreto
f_y	tensão de início de escoamento da barra
F_u	carga última do pilar
h	altura da seção transversal do pilar na direção da excentricidade considerada
H	altura do lance da imperfeição geométrica
i	raio de giração
I	momento de inércia
ℓ_e	comprimento efetivo de flambagem
LN	linha neutra
$M_{1d,min}$	momento fletor mínimo
$M_{atuante}$	momento fletor atuante
M_A, M_B	momento fletor de primeira ordem nos extremos do pilar
M_C	momento fletor de primeira ordem no meio do pilar em balanço
M_d	momento fletor de cálculo
M_{dx}	momento fletor de cálculo na direção x
M_{dy}	momento fletor de cálculo na direção y
$M_{d,tot}$	momento fletor de segunda ordem
M_{resist}	momento fletor resistente
M_u	momento último

N_d	força normal de cálculo
P	carga aplicada pelo macaco hidráulico
P_u	carga de ruptura
P_p	carga de parada
$P_{f,visual}$	carga de fissuração observada visualmente durante o ensaio
$P_{f,graf}$	carga de fissuração retirada da curva carga x deslocamento da peça
$P_{u,ref}$	carga de ruptura do pilar reforçado
$P_{u,semref}$	carga de ruptura do pilar sem reforço
S_{max}	espaçamento longitudinal entre os estribos
R_t	armadura de reforço na face tracionada
V_{dx}	força cortante de cálculo na direção x
V_{dy}	força cortante de cálculo na direção y
x	posição da linha neutra
w	taxa mecânica

Letras Gregas

α	ângulo
α_b	parâmetro de instabilidade
ε_c	deformação específica do concreto
ε_s	deformação específica do aço
ε_y	deformação de início de escoamento da armadura
ϕ	diâmetro da barra de aço
ϕ_l	diâmetro da barra de aço longitudinal
ϕ_t	diâmetro da barra de aço transversal
γ_f, γ_n	coeficiente de majoração da força normal
λ	índice de esbeltez
μ	momento fletor relativo
v	força normal relativa
ρ	taxa de armadura
θ	ângulo de imperfeição geométrica
σ	tensão normal

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAA	Concreto Auto-Adensável
CEB	Comitê Euro-International du Beton
C.G.	Centro de Gravidade
EEC	Escola de Engenharia Civil
EER	Extensômetros Elétricos de Resistência
E.L.S	Estado Limite de Serviço
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
R	Relógio Comparador
UFG	Universidade Federal de Goiás
UnB	Universidade de Brasília

Resumo

OMAR, M. Y. M. **Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA)**. 2006. 266 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFG. Goiânia, 2006.

A sociedade vem se deparando com casos de ruína de edifícios, pontes etc., especificamente ruína de pilares, por falhas de projetos e de execução, ou ainda, pela evolução e alteração de hábitos. A verificação da situação estrutural e de utilização a que estão submetidas são necessárias para subsidiar as decisões sobre a execução de reforços. O presente trabalho enfatiza o estudo de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA) nas faces de compressão e tração, submetidos à flexo-compressão reta. Foram submetidos a carregamento com excentricidade inicial de 60 mm, oito pilares de seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm, comprimento de 2000 mm, moldados com concreto de 30 MPa de resistência nominal à compressão aos 28 dias, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro nominal. Dois desses pilares (P1 e P2), considerados de referência, foram ensaiados até a ruptura, e os outros seis (P3 a P8) foram carregados até uma carga de parada pré-definida (próxima ao início do escoamento da armadura tracionada), sendo então reforçados e re-ensaiados até a ruptura. Os resultados mostraram que o reforço foi eficiente, aumentando a capacidade de carga das peças reforçadas, de 2 até quase 5 vezes a carga última do pilar de referência. Para os pilares que tiveram reforço na face tracionada, esse ganho ocorreu devido ao aumento da seção transversal e da taxa de armadura. Para os pilares reforçados na face comprimida, o ganho de carga, ocorreu devido ao aumento da seção transversal e à diminuição da excentricidade inicial de carga. O concreto auto-adensável como material para reforço demonstrou-se satisfatório, moldando a seção das peças sem que houvesse a segregação e o aparecimento de “brocas”. Quanto à aderência, esse material trabalhou em conjunto com o substrato, aumentando a capacidade portante das peças reforçadas e ocorrendo deslocamento apenas para os pilares que foram reforçados somente na face comprimida; porém, em um estágio de carregamento avançado.

Palavras-chave: pilar, reforço, concreto armado, excentricidade, concreto auto-adensável, análise estrutural.

ABSTRACT

OMAR, M. Y. M. **Experimental analysis of column of reinforced concrete strengthened with self-compacting concrete**. 2006. 266 f. Dissertation (Master's Degree) – UFG. Goiânia, 2006.

Society has seen cases of building and bridge failures, specifically column failure due to project flaw, bad execution or even to the evolution and alteration of habits. The inspection of the structural situation and building usage is absolutely necessary to support the decision concerning execution of structural strengthening. The present work emphasizes the study of eccentrically loaded reinforced concrete columns strengthened through use of self-compacting concrete on tension and compression faces. Eight columns of rectangular 120 mm x 250 mm cross section were loaded with initial eccentricity of 60 mm, column height of 2000 mm, cast with 28-day concrete compressive strength of 30 MPa, with longitudinal reinforcement consisting of four 10 mm diameter bars. Two reference columns (P1 and P2) were tested to failure, and the other six (P3 to P8) were preloaded until a previously defined stop load (determined by the yield of the reinforcing steel) and were strengthened and tested again up to the rupture. Results show that the strengthening method was efficient, increasing the column load capacity from 2 to almost 5 times the reference column load. For the columns strengthened only at the tension face, the gain occurred due to the increase of the cross section and reinforcement. For the columns strengthened only in the compression face, the gain occurred due to the increase of the cross section and the decrease of initial eccentricity load. The use of self-compacting concrete as strengthening material demonstrated to be satisfactory, casting parts of the cross section without concrete segregation and voids. Good bonding of the new concrete with the old concrete substratum was obtained increasing the column capacity and debonding occurred only in columns strengthened at the compression face only, but at an advanced loading stage.

Keywords: column, strengthened, reinforced concrete, eccentricity, self-compacting concrete, structural analysis.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A sociedade vem se deparando com casos de ruína de edifícios, pontes etc., especificamente ruína de pilares, por falha de projeto, de execução ou ainda, pela evolução e alteração de hábitos. A verificação da situação estrutural e de utilização que estão submetidas essas edificações é necessária para subsidiar a decisão de execução de reforços.

Os pilares se destacam nesse tipo de estudo, pois são elementos estruturais utilizados para transpor as ações dos pavimentos das estruturas para as fundações, solicitadas basicamente a tensões normais de compressão, sob ação de força centrada ou excêntrica. As solicitações de flexo-compressão constituem o caso mais geral. O conjunto pilar-viga, em consequência da continuidade elástica entre eles, forma um sistema associado, onde as vigas naturalmente transmitem esforços de flexão aos pilares.

Em função desses fatos, o estudo sobre reparo e reforço das estruturas tem se tornado bastante importante no meio da construção civil. Inúmeros são os materiais e procedimentos de recuperação e reforço estrutural existentes na construção civil, podendo citar: reforço mediante uso de concreto projetado, grautes, concreto auto adensável (CAA), fibra de carbono, chapas ou perfis metálicos, por meio de protensão exterior, aumento da taxa de armadura e pelo aumento da seção transversal existente. Apesar desses inúmeros procedimentos de reforços, ainda hoje, não se conhece muito a respeito do comportamento de pilares reforçados submetidos à flexo-compressão reta, solicitação esta pesquisada por ADORNO (2004).

Particularmente no caso de pilares, a norma brasileira NBR 6118:2003, introduziu várias modificações, como nos valores da excentricidade accidental e de 2ª ordem, um maior cobrimento de concreto, uma nova metodologia para o cálculo da

esbeltez limite à consideração dos esforços de 2ª ordem e, principalmente, com a consideração de um momento fletor mínimo que pode substituir o momento devido à excentricidade acidental.

No caso específico deste trabalho, optou-se pelo estudo do comportamento de pilares de concreto armado reforçados, submetidos à flexo-compressão reta. Foram ensaiados oito pilares de seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm, comprimento de 2000 mm, moldado com concreto de 30 MPa de resistência nominal à compressão aos 28 dias, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro nominal. Dois desses pilares (P1 e P2), considerados de referência, foram ensaiados até a ruptura, e os outros seis (P3 a P8) foram carregados até uma carga de parada pré-definida (próxima ao início do escoamento da armadura tracionada) e então reforçados aumentando-se a seção transversal, com ou sem armadura longitudinal, e re-ensaiados até a ruptura.

1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Pela falta de conhecimentos técnicos e na tentativa de se reduzir os custos e o tempo de execução das obras, têm aumentado bastante o aparecimento de patologias, ligadas principalmente ao uso de materiais de baixa qualidade e a problemas de execução, projeto e utilização, fazendo-se necessária a intervenção na estrutura. Por isso, hoje, os trabalhos de reforço e recuperação de estruturas têm tido uma importância muito grande no meio técnico e científico.

A Universidade Federal de Goiás (UFG), em parceria com a Universidade de Brasília (UnB), vem desenvolvendo linhas de pesquisa sobre reforço estrutural iniciada por JARDIM (1998), dando seqüência com CAMPOS (2000) e ASSIS (2005), e sobre pilares iniciada por ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004), sendo, esta dissertação uma continuação do trabalho desses autores.

Apesar dos inúmeros procedimentos e técnicas de reforços, ainda hoje, não se conhece muito a respeito do comportamento de pilares reforçados submetidos à flexo-compressão reta. Por isso, há uma grande necessidade de se pesquisar o assunto para que se obtenham dados confiáveis e, posteriormente, novos procedimentos de cálculo e

verificações em relação ao estado limite de serviço venham a ser determinados e normalizados.

ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004), em suas pesquisas, mostraram a grande influência da variação da excentricidade de carga aplicada na capacidade portante do pilar. Com este trabalho, pretende-se estudar essa influência em pilares reforçados, pré-carregados antes do reforço.

Uma das dificuldades encontradas durante a execução do reforço em elementos estruturais, por meio do aumento da seção transversal pela adição de concreto e armadura, é conseguir remoldar a seção transversal sem que apareçam “brocas” no novo material, em função de um adensamento inadequado. Isso pode ocorrer porque geralmente tem-se que aplicar o concreto novo em regiões com dimensões bastante pequenas e de difícil acesso, o que prejudica sua vibração e seu adensamento. No intuito de facilitar a aplicação do material de reforço e evitar defeitos de execução por falhas de adensamento, acredita-se ser possível utilizar um concreto auto-adensável (CAA) como material de reforço, com materiais finos que aumentam a resistência do concreto, produzindo boa aderência com o substrato, por ser um material bastante fluido, o que garante um maior preenchimento do espaço a ser reforçado e um baixo custo se comparado com o graute.

A escolha da excentricidade da carga de 60 mm foi adotada em função dos resultados de ARAÚJO (2004). Esta excentricidade foi escolhida uma vez que com ela as armaduras dos pilares atingiam o escoamento, sendo justamente este o comportamento desejado para as peças ensaiadas nesta pesquisa.

1.3 OBJETIVOS

O presente trabalho enfatiza o estudo de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA) nas faces de compressão, tração e compressão e tração simultaneamente, submetidos à flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm, que dependendo da face reforçada, poderá variar, aumentando ou diminuindo.

Como objetivos específicos, podem ser citados:

- 1) análise do efeito das cargas já atuantes (pré-carregamento) na peça antes da execução do reforço;

2) verificar, experimentalmente, se o comportamento de pilares reforçados, depois de solicitados, pode ser considerado como pilares concretados monoliticamente, considerando perfeita aderência entre o material do reforço e o substrato;

3) analisar a influência do reforço nos pilares, em diferentes faces (tração ou compressão), com diversas espessuras e uma conseqüente variação da excentricidade.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura dividida em basicamente duas partes. A primeira consiste em descrever sobre pilares de concreto armado, enfatizando as recomendações normativas, com um roteiro de dimensionamento segundo a NBR 6118:2003, dando maior ênfase a pilares submetidos à flexo-compressão reta. A segunda parte expõe os principais materiais e técnicas de recuperação e reforço de estruturas utilizadas na construção civil, com maior foco ao reforço de pilares.

No Capítulo 3, é apresentado o programa experimental adotado, com o detalhe de todas as fases de execução para cada modelo ensaiado, dos materiais empregados, do sistema de ensaio utilizado e da instrumentação de cada peça.

O Capítulo 4 apresenta todos os resultados experimentais obtidos nos ensaios dos modelos. No Capítulo 5, são feitas as análises de resultados obtidos nos ensaios, comparando-os com os valores obtidos com o emprego dos critérios da norma NBR-6118:2003. As conclusões e sugestões para trabalhos futuros estão contidas no Capítulo 6. Nos anexos, são apresentadas as medições de deslocamento feitas com teodolito, o teste de concretagem com CAA, os deslocamentos da estrutura de reação, cálculos teóricos segundo a NBR 6118:2003, as tabelas com as leituras de deslocamentos e deformações do concreto e do aço, realizados durante os ensaios.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, é apresentada uma revisão da literatura, dividida basicamente em duas partes. A primeira consiste em descrever sobre pilares de concreto armado, enfatizando as recomendações normativas, com um roteiro de dimensionamento segundo a NBR 6118:2003, enfocando pilares submetidos à flexo-compressão reta. A segunda parte expõe os principais materiais e técnicas de recuperação e reforço de estruturas utilizadas na construção civil, com maior ênfase ao reforço de pilares.

2.2 PILARES DE CONCRETO ARMADO

Pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes” (NBR 6118:2003, item 14.4.1.2). Seu dimensionamento é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que compreendem os esforços normais (N_d - força normal de cálculo), os momentos fletores (M_{dx} - momento fletor de cálculo na direção x e M_{dy} - momento fletor de cálculo na direção y) e os esforços cortantes (V_{dx} - força cortante de cálculo na direção x e V_{dy} - força cortante de cálculo na direção y) no caso de ação horizontal (BASTOS, 2004).

Particularmente no caso de pilares, a nova norma brasileira NBR 6118:2003, introduziu várias modificações, tais como alterações nos valores da excentricidade accidental e de 2ª ordem, um maior cobrimento de concreto, em função da classe de agressividade, uma nova metodologia para o cálculo da esbeltez limite, usada para

consideração dos esforços de 2ª ordem e principalmente com a consideração de um momento fletor mínimo que pode substituir o momento devido a excentricidade acidental.

Como neste trabalho estudam-se apenas os casos de pilares sob flexo-compressão reta, foi apresentado aqui apenas o dimensionamento de peças nesta situação.

2.2.1 Situações básicas de projeto

Os pilares podem ser classificados em três situações básicas de projeto: pilar intermediário, pilar de extremidade e pilar de canto. Nos pilares intermediários (Figura 2.1), sem excentricidade de carga, pode-se considerar a compressão centrada para a situação de projeto, pois como as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar, os momentos fletores transmitidos ao pilar, em geral são pequenos e desprezíveis.

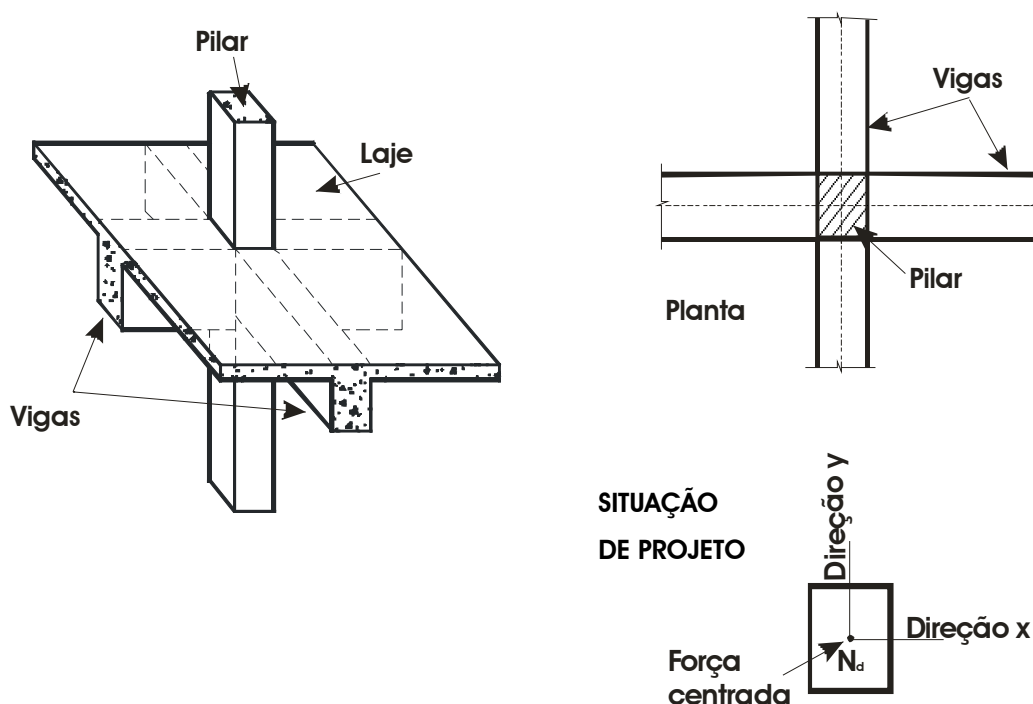


Figura 2.1 - Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares intermediários

Os pilares de extremidade, de modo geral, encontram-se posicionados nas bordas dos edifícios, vindo daí o termo “pilar de extremidade”, como mostrado na Figura 2.2. Na situação de projeto, estes pilares estão submetidos à flexo-compressão reta, que decorre da interrupção, sobre o pilar, da viga perpendicular à borda de extremidade.

Nas seções do topo e da base dos pilares de extremidade 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 2.1a e 2.1b:

$$e_{1,A} = \frac{M_A}{N_d} \quad (\text{Eq. 2.1a}) \quad \text{e} \quad e_{1,B} = \frac{M_B}{N_d} \quad (\text{Eq. 2.1b})$$

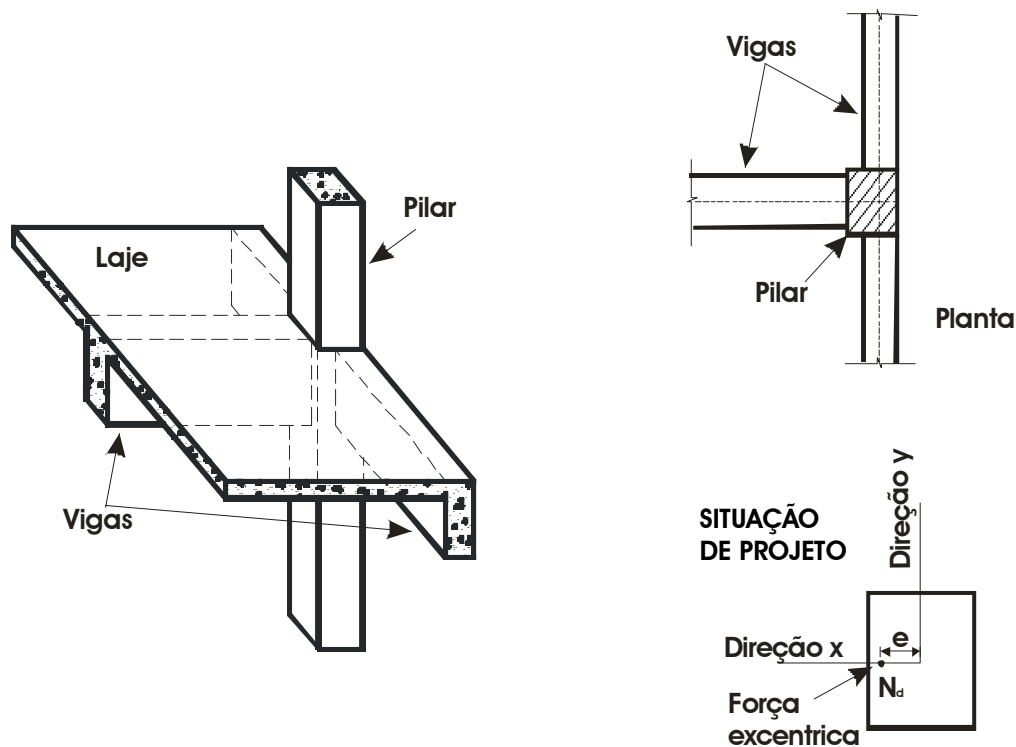


Figura 2.2 - Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de extremidade

De modo geral, os pilares de canto encontram-se posicionados nos cantos dos edifícios, vindo daí o termo “pilar de canto”, como mostrado na Figura 2.3. Na situação de projeto, os pilares de canto estão submetidos à flexão 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.

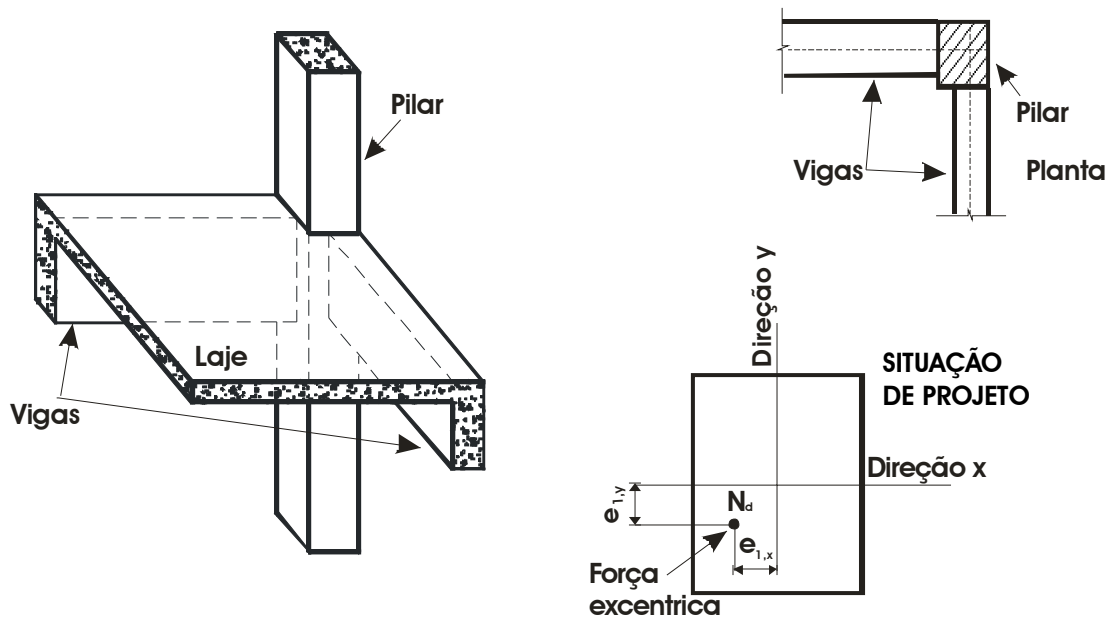


Figura 2.3 - Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de canto

2.2.2 Excentricidade de 1ª ordem

A excentricidade de 1ª ordem é devida à existência de momentos fletores externos solicitantes que podem ocorrer ao longo do comprimento do pilar, ou devido ao ponto teórico de aplicação da força normal estar localizado fora do centro de gravidade da seção transversal.

A Figura 2.4 mostra os casos possíveis de excentricidade de 1ª ordem, considerando a força normal de cálculo N_d e o momento fletor de cálculo M_d (independente de N_d).

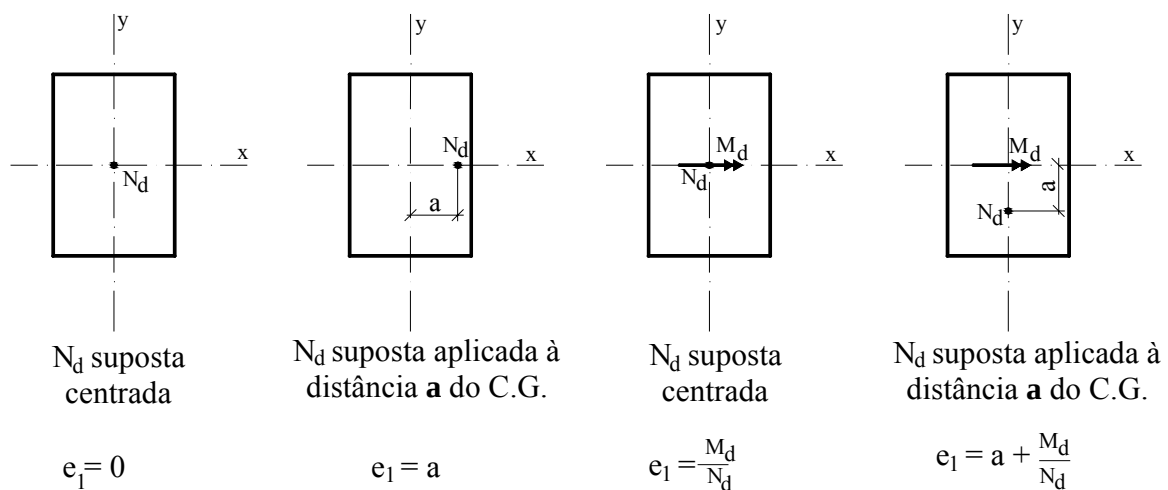


Figura 2.4 – Casos possíveis de excentricidade de 1ª ordem (BASTOS, 2004)

2.2.3 Excentricidade acidental

No caso da verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retinidade do eixo do pilar (item 11.3.3.4.2 da NBR 6118:2003). Admite-se que, nos casos usuais, a consideração apenas da falta de retinidade ao longo do lance do pilar seja suficiente. A imperfeição geométrica pode ser avaliada pelo ângulo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H_\ell}} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

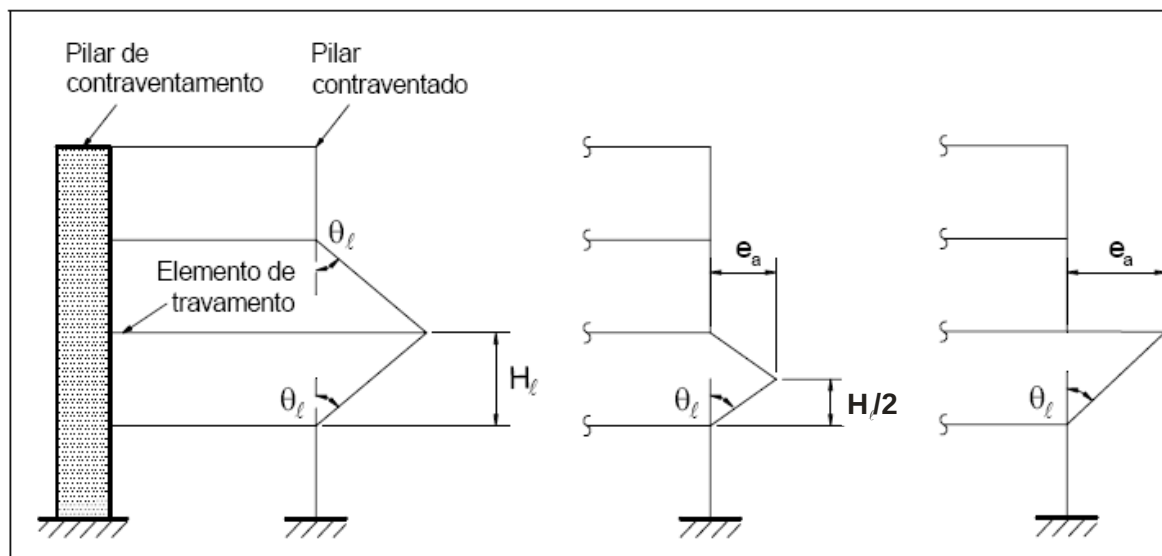
com: H_ℓ = altura do lance, em metro, conforme mostrado na Figura 2.5;

$$\theta_{1\min} = \begin{cases} 1/400 \Rightarrow \text{para estruturas de nós fixos} \\ 1/300 \Rightarrow \text{para estruturas de nós móveis e imperfeições locais} \end{cases}$$

$$\theta_{1\max} = 1/200$$

A Figura 2.5 mostra os tipos de imperfeições geométricas locais. A excentricidade acidental para um lance do pilar resulta do ângulo θ_1 :

$$e_a = \theta_1 \frac{H_\ell}{2} \quad (\text{Eq. 2.3})$$



a) Elementos de travamento
(tracionado ou comprimido)

b) Falta de retinidade
no pilar

c) Desaprumo do pilar

Figura 2.5 – Tipos de imperfeições geométricas locais (BASTOS, 2004)

2.2.4 Excentricidade de 2ª ordem

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem, que podem afetar, principalmente, os esforços solicitantes ao longo delas (NBR 6118:2003, item 15.4.1).

A análise global de 2ª ordem fornece apenas os esforços nas extremidades das barras, devendo ser realizada uma análise dos efeitos locais de 2ª ordem ao longo dos eixos das barras comprimidas. Os elementos isolados, para fins de verificação local, devem ser formados pelas barras comprimidas retiradas da estrutura, com comprimento de flambagem (ℓ_e), porém aplicando-se às suas extremidades os esforços obtidos por meio da análise global de 2ª ordem (NBR 6118:2003, item 15.7.4). A determinação dos efeitos de 2ª ordem estão no item 2.2.5.

2.2.5 Dimensionamento à flexo-compressão reta

Flexo-compressão é uma solicitação composta por momentos fletores e por um esforço normal de compressão. Quando há flexão em um plano contendo um dos eixos de simetria das seções transversais do elemento estrutural, a solicitação é denominada flexo-compressão normal ou flexo-compressão reta.

A NBR 6118:2003 apresenta métodos simplificados de dimensionamento de pilares retangulares ou circulares sob flexo-compressão reta. Nesta revisão serão apresentados os processos indicados pela norma que são o “*Método do pilar-padrão com curvatura aproximada*” e o “*Método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada*”.

A seguir é mostrado um roteiro de dimensionamento à flexo-compressão reta.

a) Esforços Solicitantes

A força normal de cálculo pode ser determinada como:

$$N_d = \gamma_n \gamma_f N_k \quad (\text{Eq. 2.4})$$

onde: N_k = força normal característica no pilar;

$\gamma_n = (1,95 - 0,05b) \geq 1$: coeficiente de majoração da força normal, onde b = menor dimensão do pilar, cm; (Eq. 2.5)

γ_f = coeficiente de majoração da força normal, definido pela Tabela 11.1 da NBR 6118:2003.

b) Índice de Esbeltez

O índice de esbeltez é determinado como $\lambda = \frac{\ell_e}{i}$; (Eq. 2.6)

sendo: $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$; (Eq. 2.7)

para seção retangular: $\lambda = \frac{3,46\ell_e}{h}$ (Eq. 2.8)

onde: λ = índice de esbeltez

i = raio de giração;

ℓ_e = comprimento efetivo de flambagem;

h = altura da seção transversal na direção da excentricidade considerada;

I = momento de inércia;

A = área da seção.

c) Momento Fletor Mínimo

O momento fletor mínimo é definido como:

$$M_{ld,min} = N_d (1,5 + 0,03 h) \quad (\text{Eq. 2.9})$$

com h = dimensão do pilar, em cm, na direção considerada.

d) Esbeltez Limite

Os efeitos locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 , calculado pela expressão:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad \text{com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90, \quad (\text{Eq. 2.10})$$

onde: e_1 = excentricidade de 1ª ordem (não inclui a excentricidade acidental e_a);

e_1 / h = excentricidade relativa de 1ª ordem;

O valor de α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

i) *para pilares biapoiados sem cargas transversais*

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

onde: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$

M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

ii) *para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura*

$$\alpha_b = 1$$

iii) *para pilares em balanço*

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (\text{Eq. 2.12})$$

onde: M_A = momento de 1ª ordem no engaste;

M_C = momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

iv) *para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo*

$$\alpha_b = 1$$

e) Momento de 2ª Ordem

Os momentos de 2ª ordem podem ser determinados através do “Método do pilar-padrão com curvatura aproximada” e o “Método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada”.

e1) Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Determina-se $M_{d,tot}$ (Momento total = momentos de 1ª + 2ª ordem) pela equação:

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{\ell_e^2}{10 r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

onde: α_b = parâmetro definido no item “d” deste roteiro;

N_d = força normal solicitante de cálculo (Eq. 2.4, item “a” no roteiro);

ℓ_e = comprimento de flambagem;

$M_{1d,A}$ = valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A ;

$$1/r = \text{curvatura na seção crítica; } \frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (\text{Eq. 2.14})$$

onde: ν = força normal adimensional (Eq. 2.16, item “e3” no roteiro)

Após determinar os esforços de dimensionamento, pode-se dimensionar a armadura longitudinal do pilar por meio de ábacos conforme o item e3).

e2) Método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada

Determina-se $M_{d,tot}$ (Momento total = momentos de 1ª + 2ª ordem) pela equação:

$$19200 M_{d,tot}^2 + (3840 h N_d - \lambda^2 h N_d - 19200 \alpha_b M_{1d,A}) M_{d,tot} - 3840 \alpha_b h N_d M_{1d,A} = 0 \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Após determinar os esforços de dimensionamento, pode-se dimensionar a armadura longitudinal do pilar por meio de ábacos conforme o item e3).

e3) Dimensionamento da Armadura Longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal, determinam-se os coeficientes adimensionais:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (\text{Eq. 2.16}) \quad \text{e} \quad \mu = \frac{M_{d,tot}}{h A_c f_{cd}} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

onde: N_d = força normal de cálculo;

A_c = área da seção transversal;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão (f_{ck}/γ_c);

$M_{d,tot}$ = momento fletor total de cálculo (momento de 2ª ordem);

h = dimensão do pilar na direção considerada;

e = excentricidade na direção considerada.

Em um ábaco de flexão composta normal determina-se a taxa mecânica ω e calcula-se a armadura longitudinal “ A_s ” do pilar com a equação:

$$A_s = \frac{\omega A_c f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

2.2.6 Prescrições construtivas da NBR 6118:2003

2.2.6.1 Dimensões mínimas da seção transversal

A seção transversal dos pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que as ações a serem consideradas no dimensionamento sejam multiplicadas por um coeficiente adicional γ_n , dado pela Eq. 2.5. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

2.2.6.2 Armadura longitudinal

Antes de iniciar o detalhamento da armadura longitudinal a ser colocada no pilar, deve-se observar algumas recomendações da NBR 6118:2003. De acordo com esta norma, os diâmetros de barra que podem ser utilizados devem atender os limites da Eq. 2.19, e a taxa de armadura deve estar entre os valores mínimos e máximos indicados nas Eq. 2.20 e 2.21. A taxa de armadura máxima deve ser verificada na região de emendas por ser este o local de maior concentração de barras de aço.

O diâmetro das barras longitudinais (ϕ_ℓ) deve estar entre:

$$10 \text{ mm} \leq \phi_\ell \leq \frac{b}{8} \quad (\text{Eq. 2.19})$$

onde: b = menor dimensão do pilar.

A armadura longitudinal mínima é calculada por:

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 A_c \quad (\text{Eq. 2.20})$$

onde: N_d = força normal de cálculo;

f_{yd} = resistência de cálculo de início de escoamento do aço;

A_c = área da seção transversal ($b \cdot h$).

A armadura longitudinal máxima é dada por:

$$A_{s,máx} = 8 \% A_c \quad (\text{Eq. 2.21})$$

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, fora da região de emendas, está apresentado na Eq. 2.22. Esses valores se aplicam também às regiões de emendas por transpasse das barras.

$$e_{\min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_\ell, \phi_{\text{feixe}}, \phi_{\text{luva}} \\ 1,2 d_{\text{máx. agreg}} \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

onde: ϕ_ℓ = diâmetro da barra longitudinal;

$$\phi_{\text{feixe}} = \phi_n = \phi \sqrt{n} ;$$

$d_{\text{máx. agreg}}$ = diâmetro máximo do agregado (19mm para brita 1 e 25mm para brita 2).

O espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais ou do centro de feixes de barras deve obedecer:

$$e_{\max} \leq \begin{cases} 2 b \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.23})$$

2.2.6.3 Armadura transversal (estribos)

O espaçamento longitudinal entre os estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve obedecer a:

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \text{ (menor dimensão do pilar)} \\ 12 \phi \text{ para CA-50} \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.24})$$

Pode ser adotado o valor $\phi_t < \phi_\ell/4$ quando as armaduras forem constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também a limitação:

$$s_{m\acute{a}x} = 90000 \left(\frac{\phi_t^2}{\phi_\ell} \right) \frac{1}{f_{yk}} \quad \text{com } f_{yk} \text{ em MPa.} \quad (\text{Eq. 2.25})$$

2.2.6.4 Proteção contra flambagem

Para evitar problemas de flambagem das barras de aço longitudinais dos pilares, a NBR 6118:2003 recomenda não usar mais do que duas barras longitudinais, sem colocar estribos, no espaço de $20\phi_t$. O espaçamento máximo entre as barras longitudinais é de 40 cm, devendo colocar estribo. Não pode existir mais de 40 cm de concreto sem haver uma barra longitudinal com o respectivo estribo (Figura 2.6).

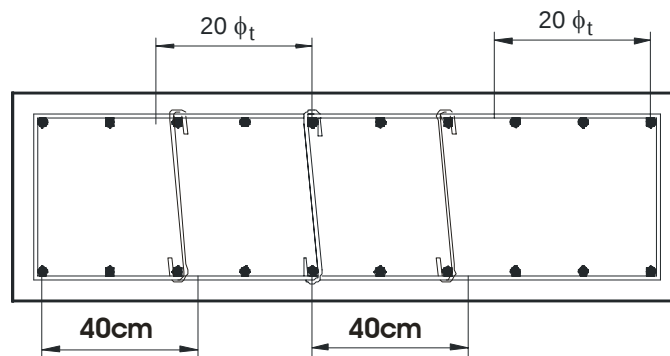


Figura 2.6 – Critério para proteção das barras contra a flambagem (BASTOS, 2004)

2.2.7 Pesquisas sobre pilares de concreto armado

São apresentadas neste item, as pesquisas desenvolvidas por ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004), as quais serviram de base para a elaboração do trabalho aqui apresentado. Inclusive as características dos pilares ensaiados, detalhados no Capítulo 3 desta dissertação, foram escolhidas em função dos resultados dessas pesquisas.

2.2.7.1 ADORNO (2004)

Visando a validação e utilização prática do método de MELLO (2003), cuja característica inovadora foi proporcionar uma solução analítica das equações não lineares que governam as condições de equilíbrio e de resistência da seção transversal, com a utilização no estado limite último do diagrama retangular equivalente de tensões de compressão do concreto, ADORNO (2004) desenvolveu um programa experimental de ensaios de pilares em concreto simples e em concreto armado submetidos à flexo-compressão reta.

O programa experimental de ADORNO (2004) foi feito em duas séries de ensaios. A primeira série, intitulada PSA, permitiu o estudo da parcela de contribuição do concreto na capacidade resistente à flexão normal composta, compreendendo ensaios à ruína de pilares em concreto simples, sem armaduras longitudinal e transversal. Os pilares desta série apresentavam armação apenas em suas extremidades, no intuito de evitar ruína localizada destas regiões. Na segunda série, chamada de PCA4, ensaiaram-se pilares de seções em concreto armado, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro nominal.

Os pilares apresentavam seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm, comprimento igual a 2000 mm, e consolo em suas extremidades, conforme ilustra a Figura 2.7. Esses pilares foram moldados com concreto de resistência nominal aos 28 dias de 40 MPa.

O modelo estrutural adotado foi de pilar bi-articulado com excentricidades idênticas em suas extremidades. Para avaliação da distribuição de tensões e deformações na seção, os pilares foram submetidos a diferentes valores de excentricidade, 15, 20, 25 e 30 mm. Ao total foram ensaiados doze pilares: quatro na série PSA e oito na série PCA4.

As Figuras 2.8 e 2.9 apresentam, respectivamente, o detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA e PCA4.

O comportamento das peças foi analisado por meio de medições de deformações nas barras da armadura e no concreto, de deslocamentos vertical e horizontal, de desenvolvimento de fissuras e de resistência última. ADORNO (2004) utilizou os resultados experimentais de ARAUJO (2004), cuja pesquisa foi descrita mais adiante, no

item 2.2.7.2, para comparação e análise dos resultados. A Tabela 2.1 apresenta os valores da força e momento último atingidos pelos exemplares ensaiados por ADORNO (2004).

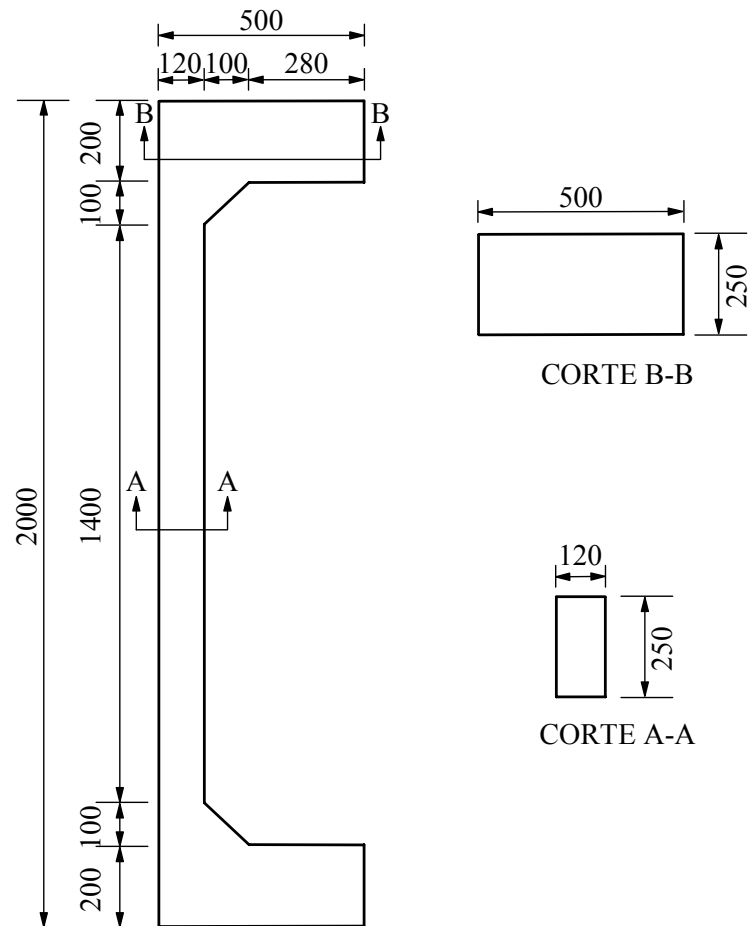


Figura 2.7 – Dimensões dos pilares das Séries PSA e PCA4 (mm)

ADORNO (2004) concluiu que:

- na Série PCA4, composta por pilares de concreto armado com armadura longitudinal de $4\phi 10\text{mm}$, os exemplares com menor excentricidade inicial, tiveram o início da fissuração em estágios mais avançados de solicitação;
- a variação da excentricidade inicial da força solicitante e a variação da taxa da armadura longitudinal pouco influenciaram a tensão de tração da seção crítica;
- para todos os pilares ensaiados, o relógio comparador, posicionado na seção média da face menos comprimida ou tracionada, foi o que apresentou o maior deslocamento;

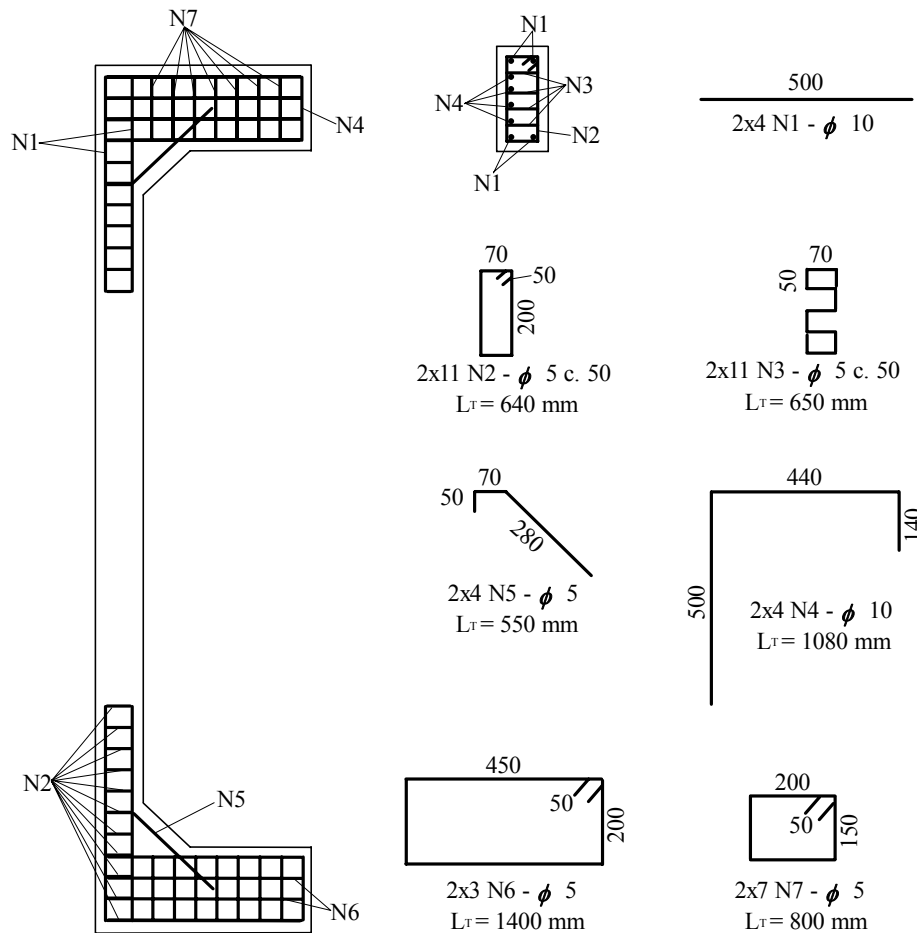


Figura 2.8 – Detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA

- d) o deslocamento do consolo superior, medido pelos relógios, foi menor que o do consolo inferior devido a aplicação de carga ser feita na região inferior do pilar;
- e) o aumento da excentricidade inicial resultou em maiores deslocamentos do relógio posicionado na seção média da face tracionada, pelo aumento da influência da flexão;
- f) na série PCA4, o crescimento do deslocamento foi proporcional ao aumento da excentricidade inicial até a excentricidade de 25 mm. A partir da excentricidade de 30 mm, o aumento dos deslocamentos passou a ser maior que a da excentricidade, indicando a prevalência do comportamento não linear;
- g) para todos os pilares ensaiados, os extensômetros posicionados na armadura transversal pouco foram solicitados, apresentando pequenas deformações, o que confirma o pequeno grau de confinamento do concreto interno aos estribos;

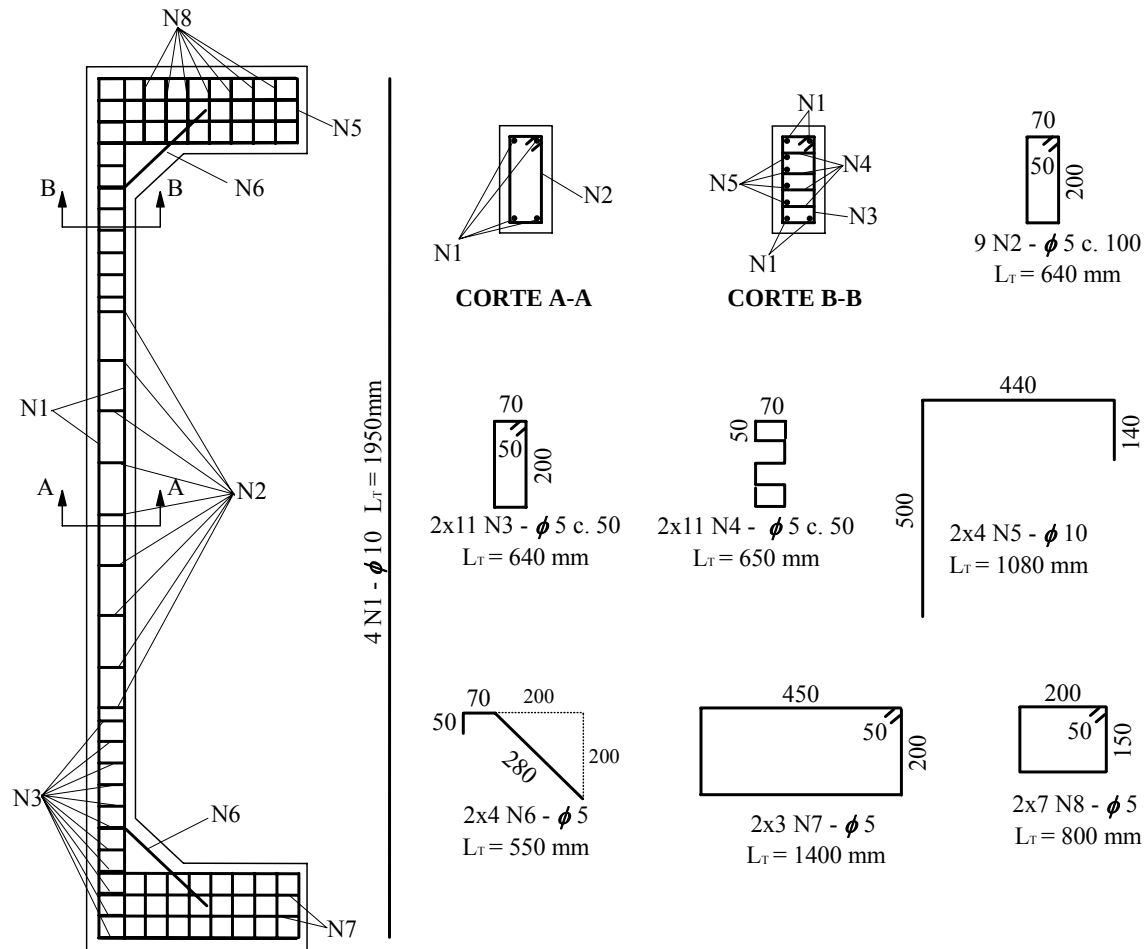


Figura 2.9 – Detalhamento das armaduras dos pilares da série PCA4

Tabela 2.1 – Forças e momentos últimos dos pilares de ADORNO (2004)

SÉRIE	PILAR	f_c (MPa)	$e_{inicial}$ (mm)	e_{final} (mm)	F_u (kN)	M_u (kN.mm)
PSA $A_s = 0 \text{ mm}^2$	PSA-15a	42,4	15	15,00	677	10.155
	PSA-15b	55,2	15	18,92	653	12.355
	PSA-20	51,7	20	20,00	389	7.780
	PSA-30	50,5	30	30,00	303	9.090
PCA4 $A_s = 314 \text{ mm}^2$ (4 ϕ 10 mm)	PCA4-15(2)	31,5	15	47,85	421	20.145
	PCA4-15a	38,8	15	35,02	553	19.366
	PCA4-15b	40,2	15	30,83	566	17.450
	PCA4-20	40,7	20	31,20	460	14.352
	PCA4-25	42,1	25	35,95	360	12.942
	PCA4-30a	40,5	30	48,04	291	13.980
	PCA4-30b	41,3	30	47,15	298	14.051

f_c - Resistência à compressão do concreto no dia do ensaio

F_u - Carga última do pilar

$e_{inicial}$ - Excentricidade inicial

e_{final} - Excentricidade final

M_u - Momento último = $F_u \cdot e_{final}$

- h) para as armaduras longitudinais da face comprimida da série PCA4, o crescimento da excentricidade pouco influenciou no comportamento das mesmas, visto que nessa região o concreto e aço trabalham conjuntamente na resistência à compressão;
- i) o aumento da excentricidade inicial da força solicitante influenciou as deformações do concreto, provocando um crescimento do encurtamento do concreto;
- j) pelas deformações do concreto dos pilares armados e dos modelos sem armadura, observou-se que o acréscimo de armadura proporcionou maior ductilidade e o aumento nas deformações do concreto da face mais comprimida;
- k) para as excentricidades de 15 mm e 30 mm, a relação entre as deformações do concreto dos pilares em concreto armado e concreto simples foi maior, igual a 1,49 e 2,10, respectivamente. Para as excentricidades de 40 mm, 50 mm e 60 mm, os valores da relação foram menores, variando entre 0,85 e 1,29;
- l) os modelos ensaiados confirmaram a validade do princípio clássico de Bernoulli, de que as seções transversais planas permanecem planas na peça deformada, isto é, mantêm-se até a ruptura a proporcionalidade entre a deformação longitudinal em um ponto e sua respectiva distância à linha neutra.
- m) o aumento da excentricidade inicial da força solicitante provocou uma redução do esforço normal relativo último, ν_u . O pilar PCA4-60, com excentricidade quatro vezes maior que o pilar PCA4-15a, apresentou valor do esforço normal relativo último 200% menor que do pilar com excentricidade inicial igual a 15 mm;
- n) o aumento da excentricidade inicial reduziu o valor do momento fletor relativo último, μ_u , e
- o) em todos os exemplares, o aumento da força solicitante no decorrer do ensaio fez reduzir o valor da força normal relativa, ν .

2.2.7.2 ARAÚJO (2004)

ARAÚJO (2004) ensaiou nove pilares em concreto sob flexo-compressão reta. O seu programa experimental foi feito em três séries de ensaios: PSA, PCA4 e PCA6. A série PSA compreendeu ensaios de exemplares em concreto simples. As séries PCA4 e

PCA6 envolveram o estudo de modelos em concreto armado, com armadura longitudinal composta de quatro e seis barras nervuradas retas, respectivamente, de 10 mm de diâmetro, cujas dimensões de seção, altura e formato são iguais aos de ADORNO (2004).

O modelo estrutural adotado foi de pilar bi-articulado com excentricidades idênticas em suas extremidades. Em cada série foram testados três exemplares, com valores da excentricidade inicial da força solicitante iguais a 40 mm, 50 mm e 60 mm. A Tabela 2.2 apresenta os valores da força e momentos últimos dos modelos ensaiados por ARAÚJO (2004).

Tabela 2.2 – Forças e momentos últimos dos pilares de ARAÚJO (2004)

SÉRIE	PILAR	f_c (MPa)	$e_{inicial}$ (mm)	e_{final} (mm)	F_u (kN)	M_u (kN.mm)
PSA $A_s = 0 \text{ mm}^2$	PSA-40	42,7	40	42,00	217	9.114
	PSA-50	42,7	50	50,50	120	6.060
	PSA-60	42,7	60	60,60	90	5.454
PCA4 $A_s = 314 \text{ mm}^2$ (4 ϕ 10 mm)	PCA4-40	45,8	40	48,34	277	13.390
	PCA4-50	45,8	50	112,00	217	24.304
	PCA4-60	45,8	60	94,00	210	19.740
PCA6 $A_s = 471 \text{ mm}^2$ (6 ϕ 10 mm)	PCA6-40	42,7	40	68,50	320	21.920
	PCA6-50	42,7	50	74,00	280	20.720
	PCA6-60	42,7	60	81,94	210	17.207

f_c - Resistência do concreto no dia do ensaio

F_u - Carga última do pilar

$e_{inicial}$ - Excentricidade inicial

e_{final} - Excentricidade final

M_u - Momento último = $F_u \cdot e_{final}$

Pela análise das deformações, percebeu-se que, nas séries de pilares de concreto armado, as deformações da armadura longitudinal na face tracionada aumentaram consideravelmente com o aumento da excentricidade para o mesmo estágio de carregamento. As deformações do concreto na face comprimida aumentaram com o aumento da excentricidade para todas as séries de ensaio, no mesmo estágio de carregamento.

Os deslocamentos horizontais aumentaram nos pilares de concreto armado de seis barras longitudinais (PCA6) e nos pilares com quatro barras longitudinais (PCA4), com exceção do pilar PCA4-60, que apresentou deslocamentos inferiores ao pilar com excentricidade de 50 mm.

A curvatura das seções transversais aumentou com a excentricidade nas séries de ensaio PSA e PCA6. Na série PCA4, o pilar com excentricidade de 50 mm apresentou as menores curvaturas.

Com relação à influência da taxa de armadura nas deformações e deslocamentos, os pilares da série PCA6 apresentaram deformações, na armadura tracionada, inferiores aos pilares da série PCA4, para todas as excentricidades. Os deslocamentos centrais, da série PCA4, foram os maiores e os pilares de concreto simples, os menores valores, por sua ruptura frágil.

A curvatura da série de pilares de concreto armado com quatro barras longitudinais foi superior à série com seis barras longitudinais, variando entre 18% e 35%. As menores curvaturas foram da série PSA, com valores entre 4% e 80% em relação à série PCA4.

Relacionando a influência da excentricidade e da taxa de armadura em relação às forças últimas, percebeu-se que na série PCA6 houve uma diminuição de 34,5% na força última entre 40 mm e 60 mm. A série PCA4 apresentou o mesmo valor de decréscimo entre essas excentricidades e a série PSA apresentou uma queda de 58,5%. Essa variação atesta a importância da disposição e taxas de armadura nas peças estruturais.

O aumento da taxa de armadura, na série PCA6, em relação à série PCA4 ocasionou um aumento médio de 20% na capacidade resistente das peças, para as excentricidades de 40 e 60 mm, e um aumento de 60%, para a excentricidade de 50 mm.

2.3 REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

2.3.1 Considerações gerais

Recentemente no Brasil, a comunidade técnica tem se deparado com casos de ruínas de pilares, como no caso do desabamento de uma parte do Edifício Palace II,

ocorrido no Rio de Janeiro em 1998, causando vários danos, e oito mortes. Para evitar esses tipos de incidentes, poderia eventualmente ser feito o reforço das estruturas, exigindo para isso, um conhecimento mais preciso do comportamento estrutural dos reforços, para se realizar uma solução viável e segura para seus moradores (TAKEUTI, 1999).

O conhecimento da origem do problema patológico é de fundamental importância para sua correção, inclusive no aspecto judicial, para se identificar o responsável pelo erro (TAKEUTI, 1999).

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 (*Bulletin d'information n° 162*):

- *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.

Inúmeros são os materiais e procedimentos de recuperação e reforço estrutural existentes na construção civil. Como os processos de reabilitação apresentam, em sua maioria, um caráter artesanal e particular, pois cada problema enfrentado têm características próprias, é necessário fazer uma análise criteriosa das causas do problema e da situação original em que se encontra a estrutura para que se consiga escolher os materiais e as técnicas mais adequadas para seu reforço (SOUZA & RIPPER, 1998).

Durante esta análise, é importante considerar as alterações que a intervenção eventualmente pode produzir no comportamento da estrutura em questão. Diagnosticado o problema, poderá ser feito um projeto de reforço mais completo e escolhida a melhor solução, tanto técnica quanto econômica (SOUZA & RIPPER, 1998).

Algumas das principais patologias que ocorrem nos pilares são: corrosão do concreto pelas ações químicas das águas; corrosão das armaduras; falta de qualidade nos materiais empregados na execução; defeitos de projeto; defeitos de execução; movimentações provocadas por variações térmicas e de umidade; e ação do fogo, sismos e acidentes (choques).

A seguir são apresentadas as principais técnicas de reforço utilizadas no Brasil, citando as condições básicas requeridas de cada uma.

2.3.2 Reforço mediante uso de fibras de carbono

A utilização dessa técnica é um passo importante na evolução tecnológica e de engenharia aplicada à reabilitação de estruturas. A utilização do material polímero reforçado com fibras de carbono, já aplicado com sucesso nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, automobilística, naval e bélica, demonstra a evolução da indústria da construção civil, que vem buscando novos materiais, com propriedades mecânicas e químicas cada vez mais nobres (FORTES, 2000).

Conforme SOUZA & RIPPER (1998), a utilização dos polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) tem sido praticamente exclusiva para resolver problemas de estruturas que necessitam reforço. Em alguns casos, em que a utilização do aço é restringida (como hospitais com equipamentos de ressonância magnética), tem-se adotado a substituição completa da armadura de aço por fibras de carbono.

Os polímeros reforçados com fibras de carbono têm sido bastante utilizados em estruturas de pontes e viadutos, para reforçar pilares por confinamento da peça, proporcionando aumento considerável de resistência e principalmente, de ductilidade. Os polímeros reforçados com fibras de carbono também têm sido utilizados em reforço de vigas, submetidas a esforços de flexão e cisalhamento e de lajes fletidas.

Os diversos ensaios disponíveis mostram que as deformações nas fibras do compósito, quando uma viga de concreto armado reforçada é levada até a ruptura,

assumem um comportamento linear, mesmo quando o concreto deixa a fase elástica e passa à plástica. Assim sendo, pode-se considerar, para efeitos de dimensionamento, que o cálculo da área de fibra de carbono necessária para o reforço de vigas de concreto armado à flexão possa ser feita em serviço (SOUSA & RIPPER, 1998).

Ainda segundo esses autores, como vantagens do sistema de reforço com aplicação de polímeros reforçados com fibras de carbono, podem-se destacar: pequeno peso próprio, não sendo necessário considerar aumento de carga nas estruturas e fundações; disponibilidade em qualquer comprimento, sem a necessidade de juntas; elevada resistência à tração e à fadiga; disponibilidade de vários módulos de elasticidade; resistente aos álcalis do cimento; facilidade no transporte e baixo custo de aplicação.

2.3.3 Reforço com uso de elementos metálicos

A técnica de reforço de elementos estruturais por meio de 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).

Essa técnica, em pilares, é feita por meio de cantoneiras colocadas nos quatro cantos e unidas, lateralmente, entre si, por meio de 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 freqüente por existir maior peso em aço (CÁNOVAS, 1988).

Como vantagens da técnica de colagem de chapas metálicas no reforço de vigas, podem ser mencionadas: a rapidez de execução e a não necessidade de fôrmas e demolições.

Dentre as desvantagens dessa técnica podem ser citadas: a rápida corrosão da chapa devido a sua pequena espessura; a falta de resistência ao fogo, tanto da chapa quanto do epóxi utilizado para a colagem da mesma; a tendência de descolamento dos bordos devido à concentração de tensões nesta região e a ruptura causada pela ligação aço-concreto é do tipo frágil.

2.3.4 Reforço por meio de protensão exterior

Diferentemente de várias técnicas de reforço estrutural, em que há a necessidade de se descarregar parcial ou totalmente a estrutura, o reforço por protensão exterior não exige tal procedimento, pois o que se pretende com sua utilização é introduzir no elemento estrutural tensões que sejam as limites dos materiais que o constituem (SOUZA & RIPPER, 1998).

Essa técnica pode ser utilizada tanto para solucionar falhas de projeto, problemas devido à má execução, quanto para aumentar a capacidade portante das peças estruturais. Para o perfeito funcionamento dessa técnica de reforço, devem ser tomadas medidas visando a proteção contra o fogo e a corrosão, e que assegurem o funcionamento adequado dos dispositivos de ancoragem e de desvio de direção do sistema de tirantes (TEIXEIRA JR., 1994).

2.3.5 Reforço pelo aumento da seção transversal

Em função do baixo custo dos materiais de reposição, concreto e aço, a técnica de reforço pelo aumento das seções de concreto e de armadura existentes é a mais utilizada no Brasil (SOUZA & RIPPER, 1998).

Em lajes e vigas, esse tipo de reforço é feito com o aumento da seção transversal por meio de acréscimo de concreto na região comprimida, o que gera um aumento do braço de alavanca e conseqüentemente 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). A Figura 2.10 mostra fotografias de reforço com aumento de seção de um pilar.

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).

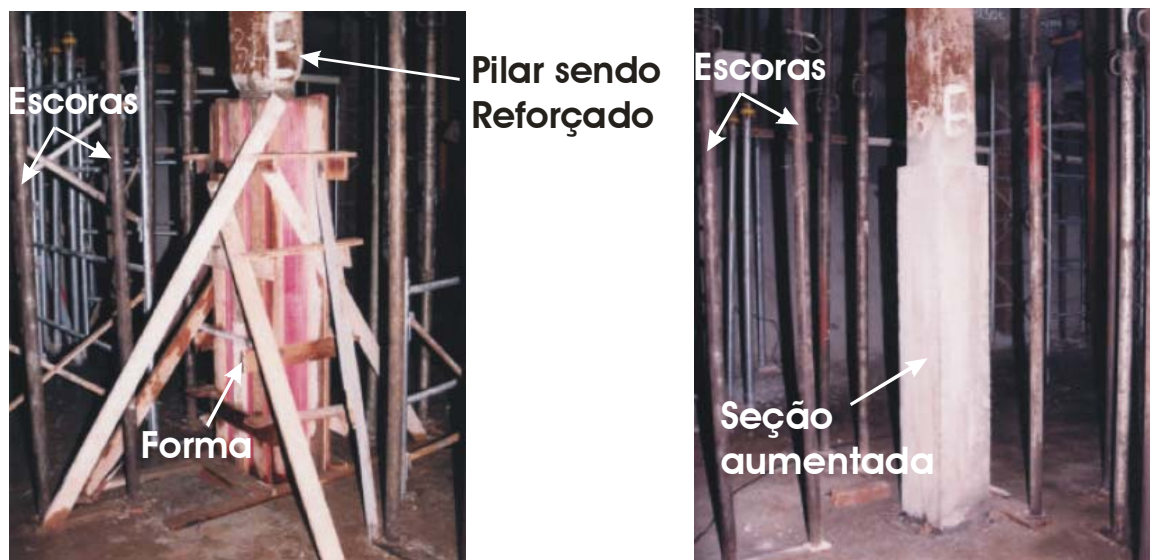


Figura 2.10 - Reforço com aumento de seção de um pilar

Essas exigências para obtenção de elevado desempenho reduzem na prática a viabilidade de emprego direto do concreto dosado em canteiro para o uso em reparos e reforços, salvo locais onde envolvam grandes volumes e haja assistência técnica e orientação permanente de pessoal especializado em tecnologia do concreto (HELENE, 1992). Outros materiais que também podem ser usados para o aumento da seção, são o concreto projetável e o graute (argamassa auto-adensável).

Segundo SOUSA & RIPPER (1998), concreto projetável é aquele cujo transporte da mistura, até o local de aplicação, é feito através de um tubo, sob impulsão de ar comprimido, a uma velocidade constante e elevada. Sendo muito usado no reforço estrutural pela rapidez e por dispensar o uso de fôrmas.

Há dois tipos clássicos de aplicação de concreto sob projeção:

- 1) “mistura a seco”, no caso em que a água só é adicionada no canhão de projeção após completado o transporte;
- 2) “mistura úmida”, que, como o nome já diz, resulta no transporte do material bruto já hidratado.

Segundo CÁNOVAS (1988) as vantagens desse tipo de reforço estão descritas a seguir:

No caso da “mistura a seco”, tem-se no bico o controle da água e da consistência da mistura, mais adequado para o manejo de misturas que contenham agregados porosos e ligeiros e permite maior comprimento do mangote.

No caso da “mistura úmida”, a adição de água é controlada na máquina, podendo ter uma medição exata. Assim, tem-se maior certeza de que a água se mistura totalmente com os outros componentes do concreto, têm-se menores perdas por rebote e menos pó durante as operações.

As aplicações mais frequentes de concreto projetado em construções de concreto armado, expostas por BAUER (1994), ocorrem nos casos de: reparos em estruturas de edifícios; recuperação de estruturas em contato com água, tubulões, pontes, canais e túneis revestidos, depósitos e estruturas marítimas portuárias; uniões com o concreto velho em reforço de estruturas convencionais, sem utilização de fôrmas; no revestimento de túneis, em obras rodoviárias; na execução de estruturas subterrâneas, como em obras do metrô e de barragens; na contenção de encostas, entre outras.

A desvantagem do uso de concreto projetado na recuperação de estruturas é o grande desperdício de material, que pode chegar a mais de 50% em volume de concreto de lançamento (SILVA & HELENE, 1994). A Figura 2.11 ilustra uma representação de reforço de pilar com utilização de concreto projetado.

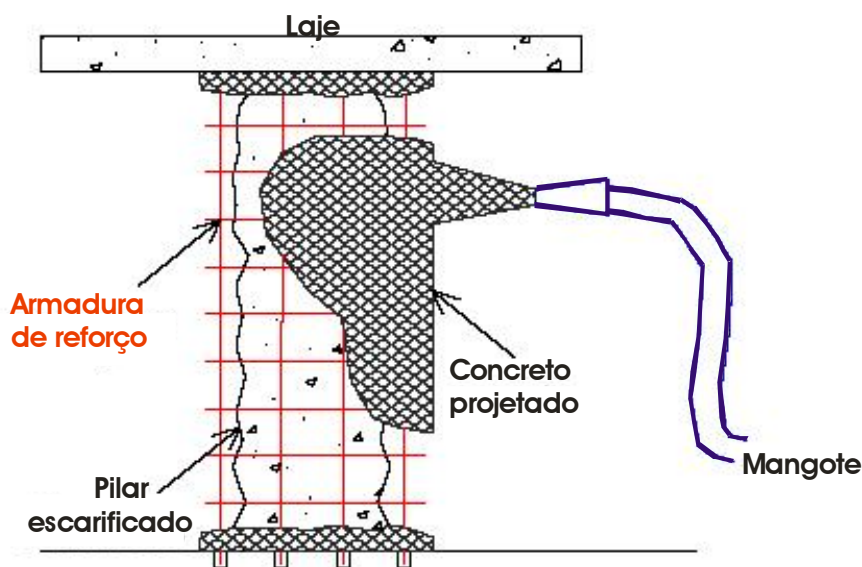


Figura 2.11 - Reforço com utilização de concreto projetado (TAKEUTI, 1999)

Existem dois tipos de graute, o mineral e o de base epóxi. O graute mineral é um material constituído por cimento, agregados miúdos, quartzos, aditivo superplastificante e aditivo expensor (pó de alumínio), que possibilitam a obtenção de elevada fluidez, tornando possível a sua aplicação em regiões dos elementos estruturais de difícil acesso. Além disso, em virtude da presença de aditivo expensor na mistura, há maior garantia de que todos os espaços da região do reparo serão preenchidos (SOUSA & RIPPER, 1998).

O graute de base epóxi é um composto epóxi-poliamida, fornecido em dois componentes, que quando convenientemente misturados, resultam em produto de grande fluidez, baixa viscosidade, e, após o endurecimento, excelentes resistências química, mecânica e abrasiva (SOUSA & RIPPER, 1998).

2.3.6 Reforço em pilares por aumento da seção com concreto auto-adensável

2.3.6.1 Considerações

O reforço de pilares pode ser feito a partir do aumento de suas dimensões (seção transversal), com concreto de resistência adequada e com a utilização de armaduras longitudinais e transversais adicionais. O acréscimo de seção não precisa, necessariamente, ser executado em todo o contorno do pilar, podendo ser feito apenas em algumas faces. Dependendo da posição do pilar, das condições de acesso, da patologia e da carga a ser suportada, pode-se utilizar uma das distribuições de reforço indicadas na Figura 2.12 (TAKEUTI, 1999).

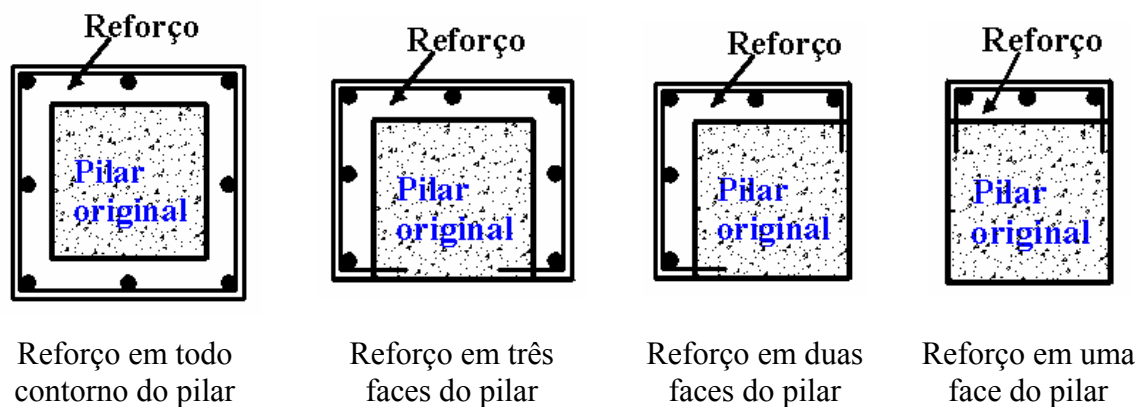


Figura 2.12 - Configurações de reforço (TAKEUTI, 1999)

O trecho mais complicado de se realizar a concretagem do reforço corresponde ao espaço que fica compreendido entre a laje e o pilar. Este trecho pode ser concretado por meio de um orifício na laje, como mostra a Figura 2.13. No caso de lajes cogumelo, esta operação nem sempre pode ser realizada, por colocar em perigo a capacidade portante da estrutura. Neste caso, o sistema empregado deverá preencher o espaço existente entre o pilar e a laje, por meio de uma argamassa ou concreto muito seco e, se possível, de expansão controlada (CÁNOVAS, 1988).



Figura 2.13 - Orifício realizado na laje para passagem do concreto

2.3.6.2 Concreto Auto-Adensável (CAA)

Uma das dificuldades encontradas durante a execução do reforço em elementos estruturais, com o aumento da seção transversal pela adição de concreto e armadura é conseguir remoldar a seção transversal sem que apareçam “brocas” no novo material, em função de um adensamento inadequado. Isso pode ocorrer porque geralmente tem-se que aplicar o concreto novo em regiões com dimensões bastante pequenas e de difícil acesso, o que prejudica sua vibração e seu adensamento. No intuito de facilitar a aplicação do material de reforço e evitar defeitos de execução por falhas de adensamento, pode-se utilizar um concreto auto-adensável (CAA) como material de reforço.

Já usado no Brasil, mas ainda de forma restrita, o concreto auto-adensável apresenta grande fluidez, tendo como característica uma alta trabalhabilidade, então, é um concreto muito plástico (GEYER & SÁ, 2005).

O termo concreto auto-adensável (CAA) identifica uma categoria de concreto que pode ser moldado em formas, preenchendo cada espaço vazio por meio, exclusivamente, de seu peso próprio, não necessitando de qualquer tecnologia de compactação ou vibração externa. Este concreto só será considerado auto-adensável se três propriedades forem alcançadas: a fluidez (habilidade de preenchimento dos espaços), a coesão necessária para que a mistura escoe intacta entre barras de aço (habilidade de passar por restrições) e a resistência à segregação (TUTIKIAN, 2004; REPETTE, 2005).

Os métodos de ensaio para determinação destas três propriedades do CAA, no estado fresco, diferem dos empregados na avaliação do concreto convencional. Dentre os diversos métodos propostos, os mais difundidos são: os ensaios de espalhamento (Figura 2.14), utilizado para medir a capacidade do CAA de fluir livremente sem segregar, o ensaio do funil V (Figura 2.15), que avalia a fluidez do concreto, e o ensaio da caixa L (Figura 2.16), que mede a fluidez do concreto simultaneamente com a habilidade deste de passar por obstáculos, permanecendo coeso. Entretanto, ainda não há um método de ensaio normatizado que permita avaliar quantitativamente os fenômenos de segregação e exsudação, sendo estas propriedades avaliadas qualitativamente, por meio de observação visual (REPETTE, 2005).

No caso do ensaio de espalhamento, usam-se os mesmos equipamentos do “Slump Test”, mas medindo-se o espalhamento do concreto e não a altura adensada (Figura 2.14). Para que o concreto seja considerado auto-adensável, o valor do espalhamento deve estar entre 60 e 75 cm, nas duas direções (GEYER & SÁ, 2005; BESSON & ISA, 2005).



Figura 2.14 – Ensaio de espalhamento (BESSON & ISA, 2005)

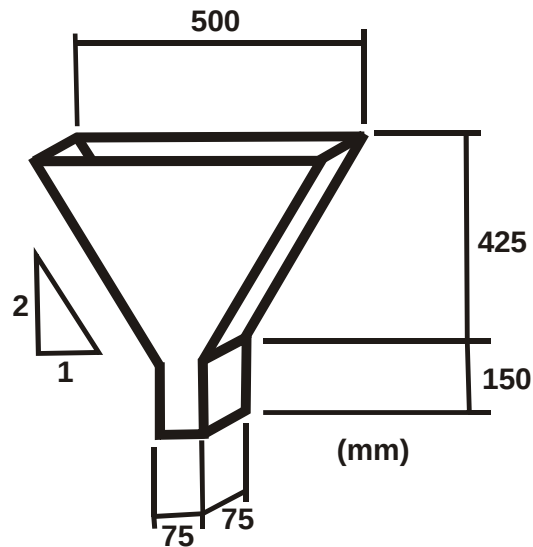


Figura 2.15 – Ensaio do funil V



Figura 2.16 – Ensaio da caixa L (GOBBI & AMARAL, 2005)

Segundo GEYER & SÁ (2005), o princípio fundamental para confecção de concretos fluidos e resistentes à segregação é o uso de aditivos superplastificantes e modificadores de viscosidade, combinados com alto teor de finos, sejam eles cimento Portland, adições minerais, fillers (pó-de-brita) ou areia fina.

Uma alternativa para reduzir o custo do CAA é o uso do filler (pó-de-brita), substituindo até 65% da areia natural. Além de dar destinação ao resíduo, poupa-se as jazidas naturais de areia (GEYER et al. 2005). Conforme AİTCIN (1998), a sílica ativa, ao

ser adicionada no concreto, além de melhorar a zona de interface entre a pasta e o agregado, também melhora, por consequência, a aderência, a impermeabilidade, a resistência a compressão axial e a própria coesão no concreto fresco, evitando a exsudação.

2.3.6.3 Aderência

A ligação entre o concreto do substrato e material de reforço ou reparo tem função importante no desempenho estrutural do conjunto, pois nessa região as tensões tangenciais atuantes devem ser iguais ou inferiores à resistência ao cisalhamento.

Existem várias maneiras de se determinar as tensões solicitantes e resistentes em juntas de concreto. Dentre elas pode-se citar os procedimentos de cálculo do CEB (*Bulletin d'Information n° 162*), de CLÍMACO (1991) e de EL DEBS (2000).

De acordo com EL DEBS (2000), a não ocorrência de deslizamento na interface formada pelos concretos moldados em idades distintas indica que está havendo uma transferência total de esforços por meio da junta e a seção composta está apresentando um comportamento semelhante ao de uma seção íntegra. Este é o tipo de transferência de esforços que normalmente se deseja.

Para verificar se as tensões tangenciais solicitantes na região da junta são compatíveis com a resistência ao cisalhamento deste local, é preciso conhecer os mecanismos de resistência mobilizados durante a transferência de esforços por esta interface (Tabela 2.3) e os principais fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento da junta, que são: a resistência do concreto, a rugosidade da superfície de contato, a taxa de armadura que cruza a interface, a tensão normal à interface e a existência de ações cíclicas (EL DEBS, 2000).

Como a obtenção de um reforço monolítico bem sucedido depende da boa adesão entre concreto do substrato e o material de reforço adicionado, para melhorar a aderência entre estes materiais estão disponíveis comercialmente um grande número de produtos denominados de adesivos e “primers”. Esses produtos são aplicados na superfície do substrato antes de se adicionar o material cimentício novo, funcionando como pontes de aderência.

Tabela 2.3 – Tipos de transferência de esforços de cisalhamento em juntas de concreto (EL DEBS, 2000)

Transferência de tensões por	
Contato entre superfícies	Armaduras que cruzam a interface
• Adesão;	• Efeito de pino;
• Atrito;	• Efeito de costura ou confinamento;
• Engrenamento dos agregados;	

Entretanto, pesquisas desenvolvidas nos últimos anos têm mostrado que quando se tem um substrato devidamente rugoso e limpo, além da dosagem adequada do concreto adicionado, o uso de pontes de aderência não é necessário.

Caso a aderência entre as superfícies em contato não seja suficiente para garantir a monoliticidade da reabilitação, é possível aumentar a resistência da junta ao cisalhamento utilizando uma armadura cruzando a interface, denominada armadura de costura. O cálculo dessa armadura pode ser feito utilizando normas destinadas ao dimensionamento de peças compostas (NBR 9062:1985), que fornecem formulações específicas para se determinar a taxa de armadura a ser adicionada, em função das solicitações existentes na região da junta (REIS, 2003).

Esta armadura de costura normalmente é utilizada em peças pré-moldadas compostas, em que as tensões tangenciais apresentam valores elevados em função de se ter uma pequena superfície de contato entre os concretos moldados em idades distintas (EL DEBS, 2000). No dimensionamento de peças compostas, deve-se considerar também, as diferenças entre as propriedades mecânicas dos concretos usados na confecção do elemento composto, principalmente aquelas relacionadas aos módulos de elasticidade.

ROCHA (1997) indica que dependendo da posição da junta em relação ao carregamento aplicado, é possível ocorrer a ruptura tanto no material de menor módulo quanto no de maior módulo (Figura 2.17). Tendo em vista esse comportamento, pode-se dizer que o valor do módulo de elasticidade do material de reparo deve ser similar ao do concreto da estrutura original (substrato), de modo a minimizar as tensões originadas por fenômenos diferenciais.

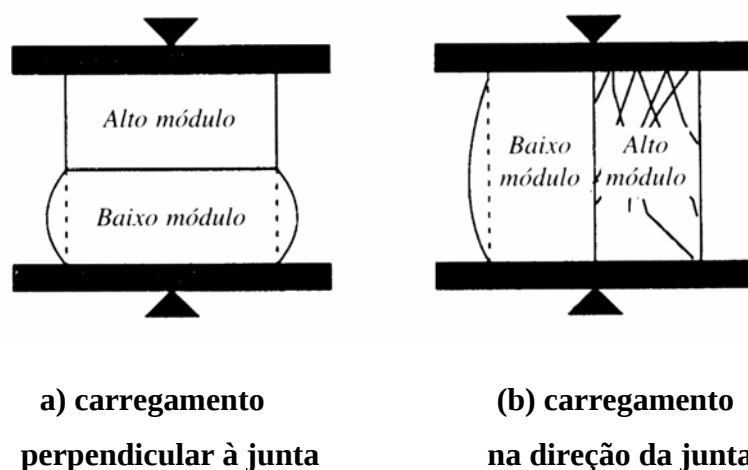


Figura 2.17 - Deformações de peça composta por materiais com módulos de elasticidade diferentes (MAILVAGANAM & MITCHELL, 2003)

Para a correta realização de um reforço ou reparo, espera-se uma transferência eficiente dos esforços por meio da ligação entre os dois materiais para que o conjunto (seção composta) tenha comportamento semelhante ao de uma seção monolítica. Isso pode ser obtido:

- utilizando o material de reforço/reparo adequado, sendo que muitos pesquisadores aconselham o uso de concreto de alto desempenho, pois possui melhor resistência à compressão ou tração, principalmente na zona de transição pasta - agregado em função do uso da sílica ativa, o que gera uma região bem densa e aderida ao substrato e mantendo um módulo de elasticidade constante entre os dois materiais, evitando um estado de tensões causado pela diferença entre as deformações entre eles;
- preparando corretamente o substrato para deixá-lo suficientemente rugoso, sem a presença da nata de cimento, para se criar uma superfície com ancoragem mecânica para ajudar a combater os deslizamentos horizontais, além de garantir um substrato limpo e saturado antes da aplicação do novo material;
- realizando uma boa cura do material de reforço, para que não haja o surgimento de fissuras de retração, principalmente na região próxima à junta de ligação;
- a colocação de uma armadura de costura, principalmente em vigas e pilares, onde as tensões tangenciais são maiores em função de possuir uma menor superfície de contato, deve ser feita quando as tensões atuantes não podem ser resistidas

somente pelo concreto apicoado. Essa armadura de costura é dimensionada utilizando as mesmas normas usadas em peças pré-moldadas compostas.

CLÍMACO (1991) e GARCIA & CLÍMACO (2001) analisaram a eficiência de vários materiais de reforço/reparo quanto à aderência dos mesmos em relação ao substrato, utilizando o “slant shear test”. Concluíram que uma aderência eficiente pode ser obtida apenas pelo lançamento do material de reforço contra o concreto antigo, sem o uso de qualquer adesivo estrutural, estando a superfície da junta seca e áspera, com a nata de concreto superficial do substrato retirada.

Na pesquisa de ABU-TAIR et al. (2000) foi avaliada a eficiência da aderência de três materiais de reparo diferentes: um do tipo epóxi, um material cimentício modificado e um concreto de cimento Portland; e quatro tipos de preparação da superfície do substrato: apicoamento, tratamento com martelo, tratamento com escova de aço e sem nenhuma intervenção. Os melhores resultados de resistência de aderência foram obtidos para o reparo utilizando concreto de cimento Portland com superfície apicoada e sem agente adesivo.

2.3.7 Publicações sobre reforço estrutural

2.3.7.1 Casos de reforço de pilares de concreto armado

RUIZ FILHO et al. (2002) descrevem todo o procedimento usado na realização do reforço dos pilares de sustentação da cobertura do Ginásio Rio Vermelho, em Goiânia (GO). Esta intervenção foi necessária em função da adequação da quadra em relação à altura que era inadequada para a prática de algumas modalidades esportivas. A princípio, cogitou-se a hipótese de rebaixamento do piso da quadra para se conseguir atingir altura mínima exigida. Esta hipótese foi posteriormente descartada, pois, com este rebaixamento, alguns lugares da arquibancada ficariam com a visualização das partidas prejudicada.

A alternativa foi realizar o içamento da cobertura do jeito em que se encontrava, retirando-se somente as telhas, para alívio de carga e evitar um deslocamento em função do vento. A cobertura se elevaria dois metros a partir da cabeça do pilar, tendo a estrutura um peso estimado de 140 toneladas.

Para apoiar a cobertura na nova posição e suportar o acréscimo do momento fletor e da força normal gerados nos pilares devido ao vento e às modificações realizadas, foi preciso reforçar e prolongar os pilares existentes. Para o prolongamento foi feito um encamisamento metálico, chumbando uma parte no pilar, em torno de 80 cm de altura.

Com o objetivo de obter uma superfície rugosa e coesa para a adesão do concreto novo ao concreto velho, realizou-se a escarificação. Em função das restrições impostas pelas condições locais, a escarificação foi totalmente manual, para não danificar a armadura existente.

Para a colocação dos estribos, foram feitos furos de 7 cm de profundidade, utilizando broca de 6,3 mm. Na base do pilar foram realizados furos de 95 cm de profundidade, com broca de 25 mm nas faces laterais, e na face voltada para a quadra, foi quebrada parte da arquibancada para a colocação dos ferros. Na face voltada para fora, foram realizados furos de 25 cm de profundidade, para ancoragem da ferragem. Quanto ao pó criado pelas brocas durante a perfuração, foi utilizado jato de ar comprimido para a limpeza da superfície.

Depois de ter a superfície limpa e seca, introduziu-se o adesivo epóxi junto ao furo em quantidade específica, determinada em função do comprimento de ancoragem estabelecido. Depois colocou-se a barra lentamente, em movimentos circulares, até atingir o fundo do furo. A Figura 2.18 mostra uma fotografia da fixação da ferragem junto ao pilar com aplicação do adesivo epóxi.

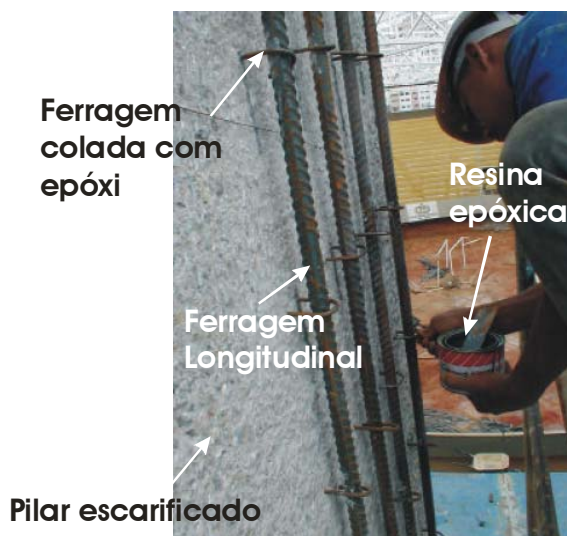


Figura 2.18 - Fixação da ferragem junto ao pilar com aplicação do adesivo epóxi (RUIZ FILHO et al.,2002)

Foi utilizado, na execução da armadura longitudinal, ferro CA50 com 20 mm de diâmetro, não sendo executado emendas. Os estribos foram confeccionados com ferro de 6,3 mm de diâmetro. Devido à espessura a ser preenchida, o material utilizado na concretagem foi o graute, com resistência à compressão de 50 MPa aos 28 dias. A Figura 2.19 mostra a vista interna da forma no instante do lançamento do graute.

Como a concretagem do trecho do reforço tinha espessura acima de 60 mm, foi acrescentado pedrisco (brita 0) na proporção de 50% em peso, visando a economia de material. Quanto ao consumo de água, adotou-se as recomendações do fabricante.

Na extremidade inferior do pilar, a concretagem foi feita em apenas uma etapa, fazendo-se o lançamento através de furos na arquibancada. Na superior, foi necessário ter duas etapas, em função da altura do pilar. Na primeira etapa, o lançamento foi feito através da abertura de janelas em todas as faces do pilar, sendo lançado uma quantidade em cada janela por vez, para evitar a formação de brocas. Na segunda etapa foi lançado diretamente, colocando-se em cada face por vez.

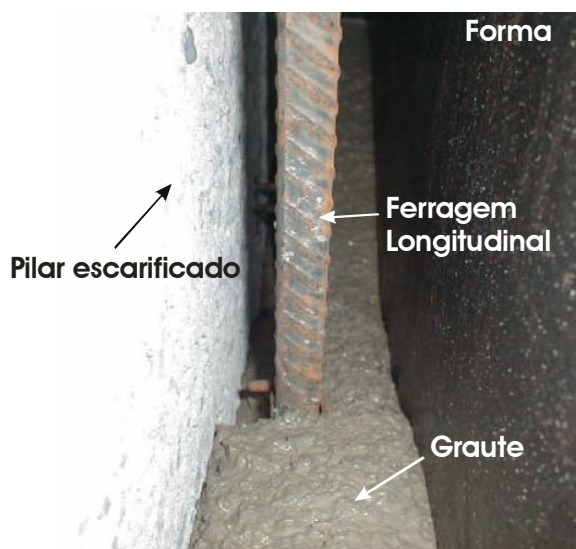


Figura 2.19 - Vista interna da forma no momento do lançamento do graute (RUIZ FILHO et al., 2002)

Em função da espessura a ser concretada e da fluidez do concreto, não se realizou vibração mecânica, apenas bateram na parte externa das formas com martelo de borracha.

A retirada da forma foi feita 24 horas após a concretagem e em seguida, deu-se início à cura úmida por um período de sete dias, sendo o pilar revestido com manta geotêxtil. Terminada a cura, começou-se o processo de içamento da estrutura da cobertura. O encamisamento foi fixado ao telhado e subiu juntamente com este, até atingir a altura final determinada no projeto. Depois de atingida esta altura, fez-se o fechamento do encamisamento, ficando uma aba de 0,80 m abaixo da cabeça do pilar, para a fixação dos parafusos junto ao pilar. A Figura 2.20 mostra uma fotografia do estado final do pilar reforçado, com o encamisamento metálico e a estrutura da cobertura fixada sobre o pilar.

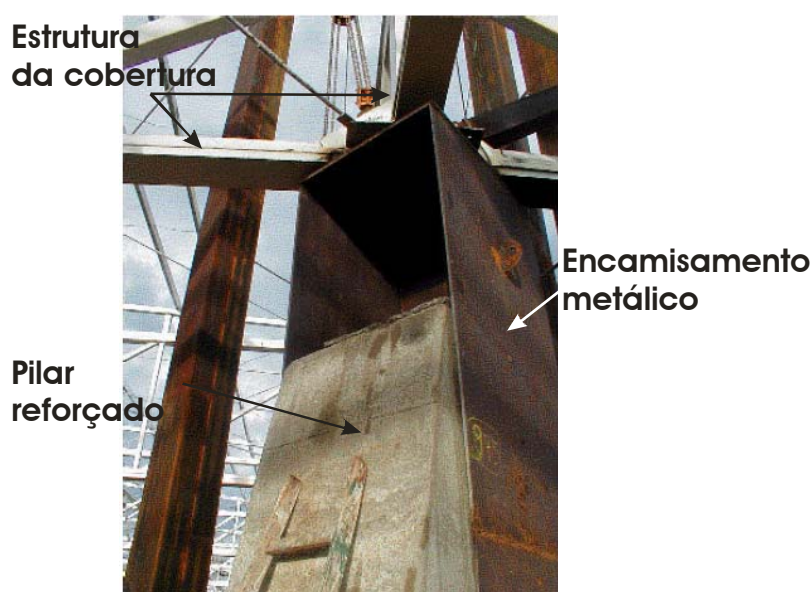


Figura 2.20 - Fotografia do estado final do pilar reforçado, encamisamento metálico e estrutura da cobertura (RUIZ FILHO et al., 2002)

ROCHA et al. (2002) descrevem o procedimento usado no reforço de um pilar de um edifício de seis andares e dois subsolos. Esse elemento faz parte de um conjunto de duas filas de pilares localizadas próximas às extremidades do terreno, que definem a estrutura de sustentação do prédio.

ROCHA et al. (2002) relata que uma barra longitudinal com 16 mm de diâmetro desse pilar, com seção transversal 40 cm x 50 cm, pertencente ao primeiro subsolo da edificação, sofreu deslocamento horizontal máximo de 2 cm relativo à sua posição original, por efeito de flambagem da barra, levando junto o concreto destinado ao seu cobrimento. A Figura 2.21 mostra o concreto da aresta mais próxima à região

danificada, que sofreu estufamento, gerando fissuras nessa região. Constata-se, ainda, que um estribo na região danificada do trecho do pilar sofreu deslocamento horizontal, acompanhando o movimento da barra longitudinal.



Figura 2.21 - Vista frontal do pilar, área interna do prédio (ROCHA et al., 2002)

Foram feitas várias investigações de campo para estimar a resistência característica do concreto desse pilar. Os resultados obtidos indicaram que o concreto apresentava uma resistência característica à compressão de 7,0 MPa na região de patologia.

O valor atribuído à resistência característica de projeto da estrutura de concreto (f_{ck}) foi 15,0 MPa. A armadura constante no trecho do pilar é constituída por estribos de diâmetro igual a 6,3 mm, a cada 18 cm e por 14 barras longitudinais, de diâmetro nominal igual à 16 mm. Assim, percebe-se que na região danificada a resistência característica estimada do concreto está aquém do valor especificado em projeto, indicando que a origem da patologia ocorreu na fase de execução.

Por outro lado, a pequena movimentação vertical no extremo oposto da viga transversal, devido ao seu elevado módulo de rigidez à flexão, produz esforços de flexão elevados nas extremidades da viga, que são transferidos para os pilares. A região da seção transversal do pilar adjacente à face interna fica, dessa forma, fortemente comprimida pelas ações permanentes e variáveis, e pelo esforço proveniente de movimentação da fundação do pilar oposto. Como o concreto dessa região apresenta baixa resistência à compressão, ocorreu a manifestação do dano por meio do fenômeno da flambagem da barra longitudinal.

Diante dessa situação, foi proposta a instalação, ao longo do trecho do pilar, de um mecanismo de transferência de parte do esforço de compressão, da extremidade

superior, para a extremidade inferior. Este recurso visa reduzir a tensão de compressão na região lesionada a um valor aceitável, isto é, menor que a tensão de ruptura à compressão do concreto. O mecanismo, mostrado na Figura 2.22, é composto das seguintes partes: dois colarinhos executados com cantoneiras de aço, seção 4" x 4" x 1/2"; quatro cantoneiras de aço, seção 4" x 4" x 1/2" e escoras auto-reguláveis.

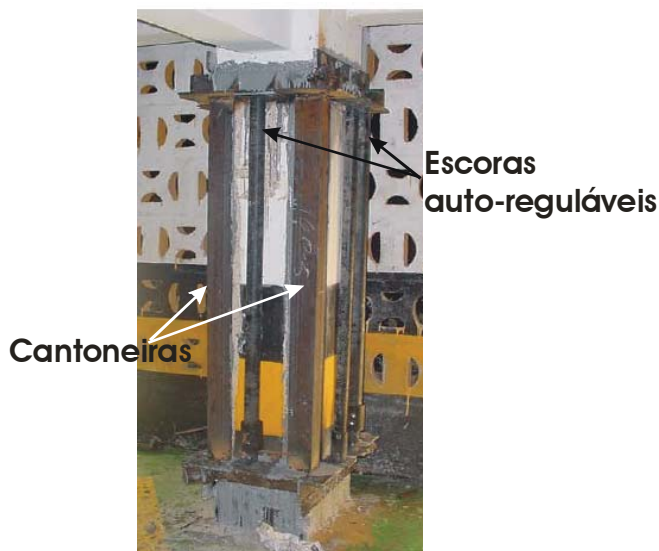


Figura 2.22 - Vista do mecanismo de transferência (ROCHA et al., 2002)

Cada colarinho possui dois fechos com parafusos, numa mesma diagonal, que têm a função de comprimir as abas dos perfis contra o pilar, depois de realizado os serviços de preparo da superfície e de colagem das cantoneiras. Após o período de vinte e quatro horas, foram interpostas, entre os colarinhos, seis escoras autoreguláveis, duas escoras em cada lado maior do colarinho, que através de seus mecanismos são fortemente comprimidas. Finalizando o processo de intervenção, foram colocadas quatro cantoneiras em cada aresta do pilar, as quais são vinculadas por meio de solda aos colarinhos.

Na fase seguinte, foi aumentada a seção transversal do pilar para 66 cm x 76 cm, utilizando concreto com resistência característica à compressão igual a 18,0 MPa. Nas paredes desse revestimento de concreto, foram empregadas quatorze barras com 16 mm de diâmetro e estribos de 6,4 mm, a cada 20 cm, de aço CA-50. As barras fora dos cantos do pilar foram vinculadas aos estribos de cantoneira por meio de gancho e solda.

ROCHA et al. (2002) descrevem que o reforço dessa estrutura, desde o processo inicial de intervenção, foi realizado adotando um procedimento que fosse aproveitável em todas as suas fases. Dessa forma, evitou-se o escoramento da edificação, reduzindo drasticamente o custo de recuperação do elemento estrutural. Não foi necessário interditar o prédio na fase de recuperação do elemento estrutural, evitando passar uma imagem de fragilidade da edificação perante aos usuários.

2.3.7.2 Programa experimental sobre reparo de pilares de VANDERLEI & CLÍMACO (1996)

VANDERLEI & CLÍMACO (1996) realizaram ensaios à ruptura por carga de compressão uniforme, de curta duração, de pilares de concreto armado com seção transversal quadrada de lado 153 mm, comprimento de 713 mm, armadura longitudinal de 10 mm, transversal de 5 mm e concreto com resistência nominal aos 28 dias de 20 MPa, tendo como objetivo avaliar o comportamento estrutural de pilares com a simulação de danos provocados por deterioração de que ocasione perda considerável de seção e reparados por remoldagem com diferentes materiais.

Foram preparadas nove séries com dois modelos de pilares cada uma. Para fins de controle foram executados dois pilares monolíticos (P1A e P1B) na Série 1 e dois pilares danificados parcialmente sem qualquer reparo (P2A e P2B). Nas Séries 3, 4, 5 e 6 os pilares foram danificados parcialmente e reparados conforme discriminado a seguir:

Reparos parciais (4 séries):

- Série 3 (P3A e P3B): remoldagem com adição de concreto comum sem ponte de ligação;
- Série 4 (P4A e P4B): remoldagem com argamassa modificada por adição de resina epóxi e aplicação de ponte de ligação de resina epóxi;
- Série 5 (P5A e P5B): remoldagem com adição de concreto comum com ponte de ligação de resina epóxi;
- Série 6 (P6A e P6B): remoldagem com argamassa modificada (graute) por adição mineral à base de micro-sílica.

Nas Séries 7, 8, e 9 os pilares foram danificados totalmente e reparados conforme discriminado a seguir:

Reparos totais (3 séries):

- Série 7 (P7A e P7B): remoldagem com argamassa modificada por adição de resina epóxi e aplicação de ponte de ligação de resina epóxi;
- Série 8 (P8A e P8B): remoldagem com adição de concreto comum sem ponte de ligação;
- Série 9 (P9A e P9B): remoldagem com argamassa modificada (graute) por adição mineral à base de micro-sílica .

A Figura 2.23 mostra vistas laterais do pilar monolítico de controle, do pilar com seções danificadas parcialmente e do pilar com seções danificadas totalmente do programa experimental de VANDERLEI & CLÍMACO (1996).

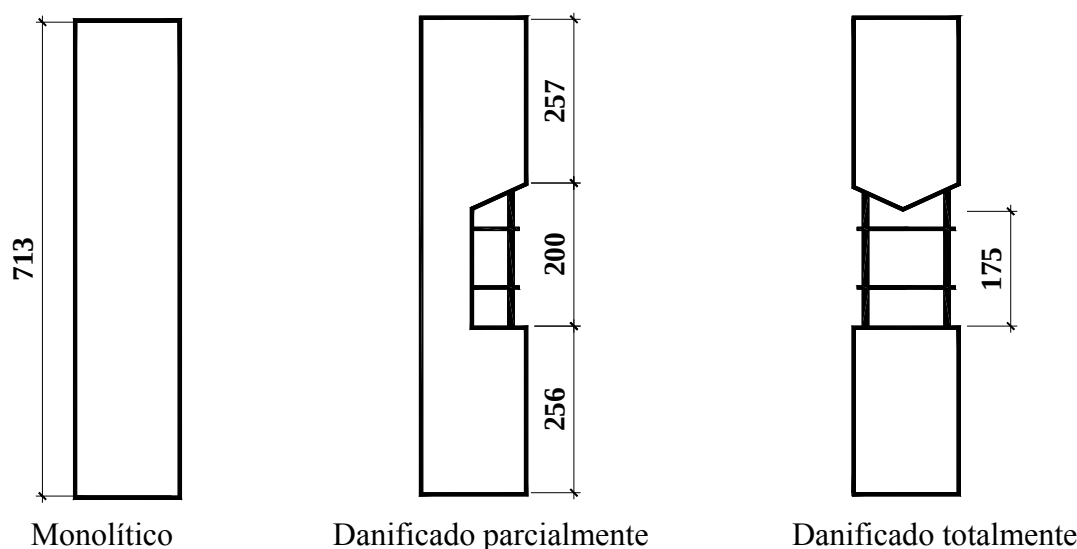


Figura 2.23 – Vista lateral dos modelos de pilares de VANDERLEI & CLÍMACO (1996)

Foram fixados extensômetros elétricos de resistência para avaliar as deformações das barras longitudinais. As deformações do concreto do pilar e do material de reparo foram medidas com extensômetros mecânicos. Esses pilares foram ensaiados à compressão uniforme em uma prensa hidráulica, com capacidade de 3000 kN, mediante a aplicação de 0,05 kN/seg.

Todos os pilares ensaiados romperam por esmagamento no trecho intermediário, ocorreram, inicialmente, na camada de concreto de cobertura das armaduras, seguido de esmagamento do núcleo e flambagem das barras longitudinais entre

dois estribos. A Tabela 2.4 apresenta as cargas de ruptura dos pilares de VANDERLEI & CLÍMACO (1996).

A Tabela 2.4 - Cargas de ruptura dos pilares de VANDERLEI & CLÍMACO (1996)

Série	Pilar	Situação	Material de Reparo	Carga de Ruptura (kN)
1	P1A	monolítico	nenhum	905
	P1B			870
2	P2A	danificado parcialmente		510
	P2B			490
3	P3A		concreto comum	825
	P3B			725
4	P4A		argamassa de resina epóxica	910
	P4B			925
5	P5A		concreto c/ adesivo	800
	P5B			845
6	P6A		graute base mineral	845
	P6B			880
7	P7A	danificado totalmente	argamassa de resina epóxica	910
	P7B			905
8	P8A		concreto comum	845
	P8B			860
9	P9A		graute base mineral	865
	P9B			900

VANDERLEI & CLÍMACO (1996) concluíram que o desempenho das argamassas modificadas por adição de resina epóxi ou por adição mineral, em reparos profundos de seções parcialmente ou totalmente danificadas foram 100 %. Da mesma forma, o uso do concreto comum sem adesivo de ligação no substrato, no reparo de seções totalmente danificadas, apresentou aproximadamente 97 % desempenho.

Os resultados dos ensaios indicaram que todos os materiais testados apresentaram desempenho estrutural satisfatório em reparos profundos por remoldagem de pilares danificados, para cargas de curta duração uniformemente distribuídas. Entretanto, a técnica que apresentou o menor custo, foi a remoldagem com concreto sem aplicação de camada adesiva sobre o substrato, mostrando-se mais vantajosa que as outras técnicas de reparo analisadas.

2.3.7.3 Programa experimental sobre reforço de pilares de ZANATO et al. (2000)

ZANATO et al. (2000) fizeram um estudo sobre o comportamento de pilares esbeltos de concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta e reforçados com diversos tipos de materiais e técnicas. Serão mostradas, nesta revisão, apenas as seguintes técnicas: reforço com argamassa com adição de sílica ativa e reforço com concreto convencional e armadura adicional.

O programa experimental foi feito em duas etapas de concretagem. Na primeira etapa, foram moldados dois pilares de referência e mais dois pilares, que foram reforçados mais tarde com argamassa com adição de sílica ativa.

Na segunda etapa, concretaram-se oito pilares, posteriormente reforçados com concreto convencional e armadura adicional. Nestes pilares, realizaram-se quatro tipos diferentes de reforços: nas quatro faces, em três faces, em duas faces opostas e em duas faces adjacentes dos pilares.

Os 12 pilares apresentavam seção transversal de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ e 198 cm de comprimento. A armadura longitudinal era composta por quatro barras de aço CA50, de 8 mm de diâmetro. O pilar apresentava, nas extremidades, ganchos em forma de “U”, com 137 cm de comprimento. A utilização destes ganchos é justificada para evitar a ruptura do pilar nas seções próximas às extremidades. Das extremidades até 65 cm, o pilar apresentou oito barras de aço, do diâmetro anteriormente mencionado.

Os estribos foram confeccionados com barras de aço CA 60, diâmetro 3,4 mm, espaçamento de 10 cm. Duas barras das armaduras longitudinais foram instrumentadas com extensômetros elétricos. O concreto dos pilares apresentava resistência nominal à compressão aos 28 dias, de 30MPa. A Figura 2.24 mostra o detalhamento dos pilares de referência.

No reforço de argamassa com adição de sílica ativa, as dimensões da seção transversal do pilar foram aumentadas para $15 \times 15 \text{ cm}^2$. Procedeu-se o reforço com a adição de quatro barras de armadura de aço CA-50, de 8 mm de diâmetro. Foram instrumentadas duas barras no núcleo e duas no reforço do pilar. Para a confecção dos estribos, foram utilizadas barras de 3,4 mm de diâmetro, CA-60, espaçados de 10 cm, distribuídos inicialmente a 5 cm da seção central do pilar, com 55 cm de comprimento.

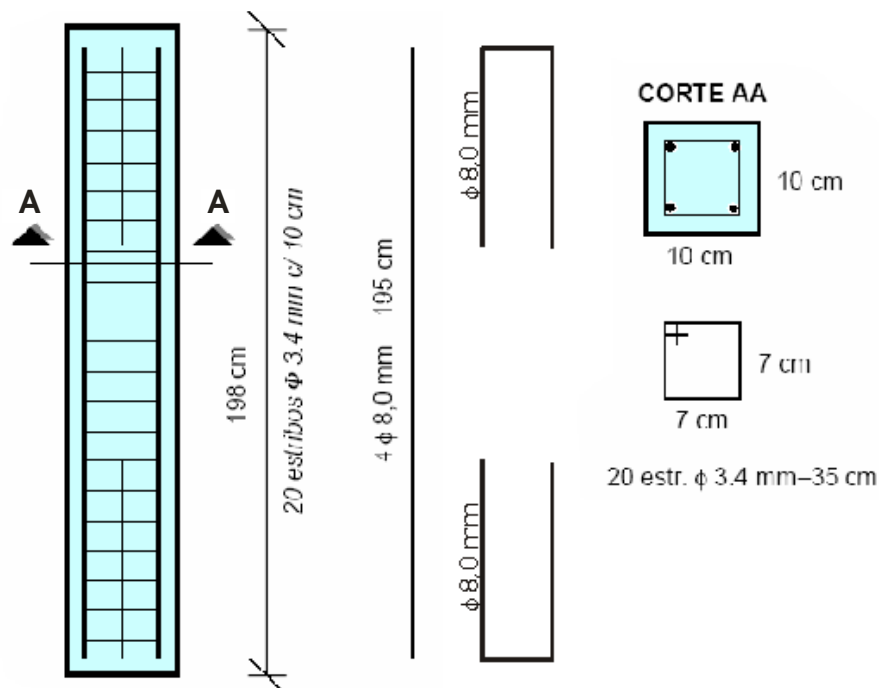


Figura 2.24 - Detalhamento dos pilares de referência de ZANATO et al. (2000)

Para a execução do reforço utilizando concreto armado, apicou-se a camada superficial dos pilares e acrescentou-se, para cada um dos casos, as armaduras complementares, de mesmo diâmetro dos pilares de referência.

O posicionamento dos estribos foi similar ao existente na estrutura original, sendo que para o caso do reforço nas quatro faces, os estribos foram de $11,5 \times 11,5 \text{ cm}^2$ e comprimento de 55 cm. Para os pilares reforçados em três faces, os estribos apresentaram dimensões de $11,5 \times 9,5 \text{ cm}^2$ e comprimento de 50 cm. Para os pilares reforçados em duas faces, tanto para os de faces opostas, quanto para os de faces adjacentes, os estribos apresentaram comprimento de 45 cm. Para o primeiro caso, os estribos tiveram as dimensões de $7,5 \times 11,5 \text{ cm}^2$ e para o segundo caso, apresentaram $9,5 \times 9,5 \text{ cm}^2$.

Instrumentaram-se duas barras da armadura longitudinal na seção central, posicionando-as de maneira equivalente às da estrutura original. As Figuras 2.25 e 2.26 mostram, respectivamente, as seções transversais dos pilares reforçados com concreto armado e fotografias das ferragens (estribo e ferragem longitudinal) junto ao pilar. O concreto utilizado foi de mesma resistência do substrato, porém com agregados graúdos menores, em virtude das dimensões diminutas dos reforços.

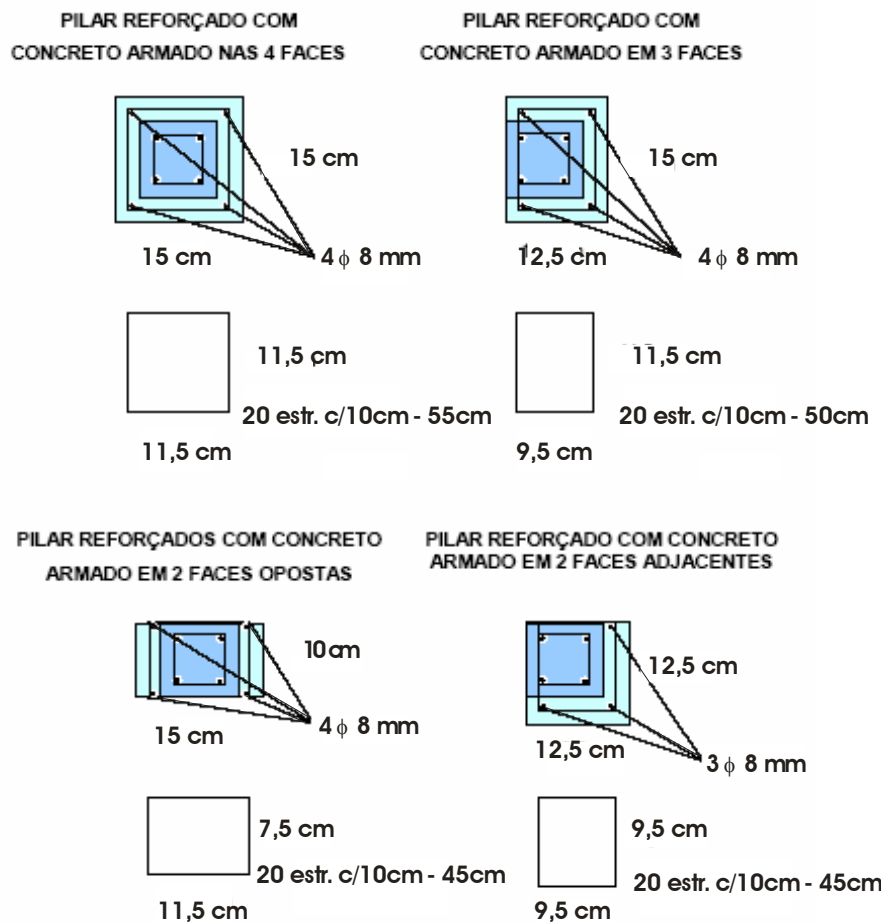


Figura 2.25 - Seção transversal dos pilares reforçados com concreto armado (ZANATO et al., 2000)

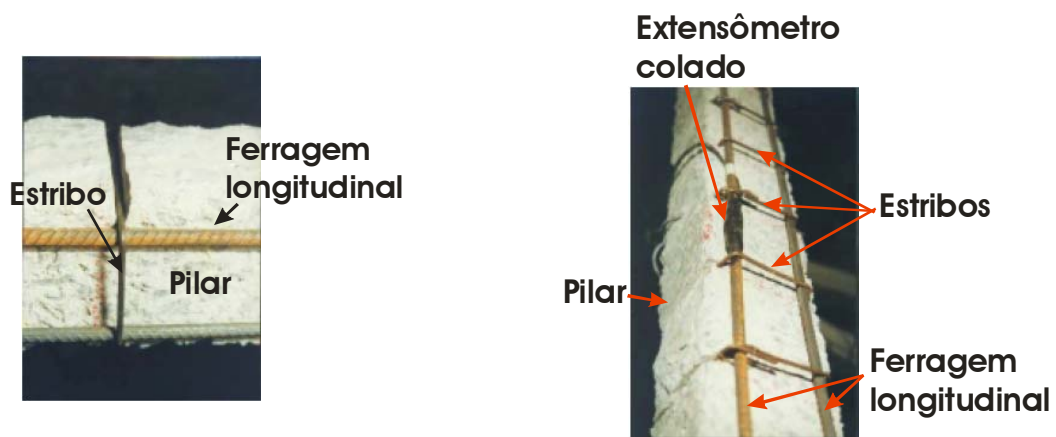


Figura 2.26 - Fotografias dos pilares reforçados com concreto armado (ZANATO et al., 2000)

Para o ensaio dos pilares testemunhos e para os pilares reforçados, a carga foi aplicada com uma excentricidade de 3 cm em relação ao centro de gravidade da seção

transversal da peça, gerando nos pilares esforços de flexo-compressão reta. A Figura 2.27 mostra o esquema de ensaio feito por ZANATO et al. (2000) e a Tabela 2.5, apresenta as cargas e modos de ruptura dos modelos experimentais e a relação dos pilares reforçados com o pilar de referência.

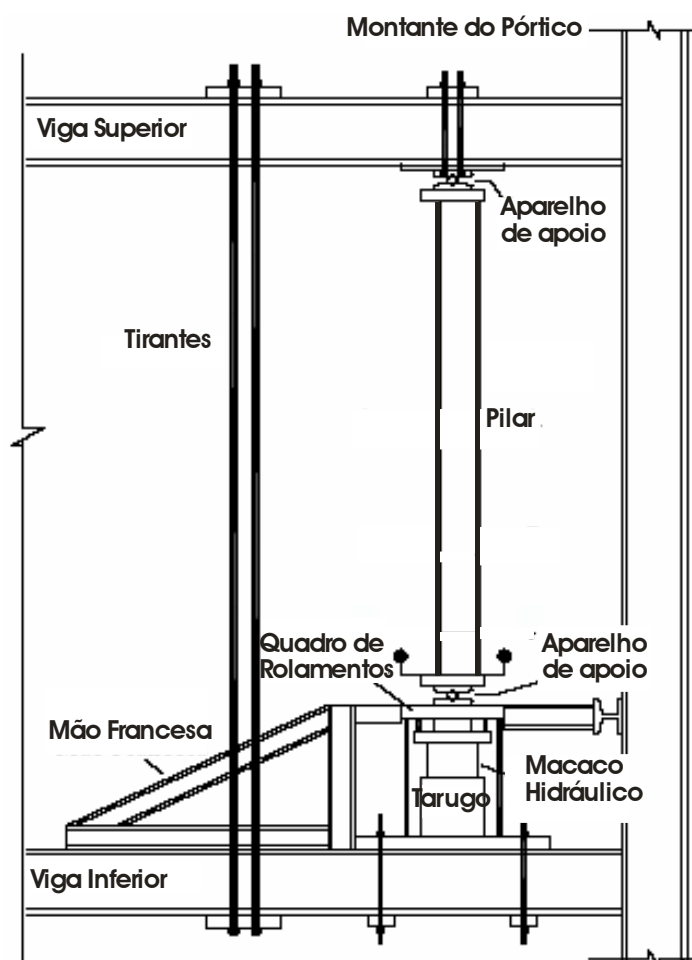


Figura 2.27 - Esquema de ensaio de ZANATO et al. (2000)

ZANATO et al. (2000) concluíram que as técnicas de reforços estudadas apresentaram bom desempenho quando comparadas aos pilares de referência. Para os diversos pilares ensaiados, evidenciou-se um comportamento monolítico entre o núcleo e o reforço dos mesmos, este fato sendo atestado pelo desempenho similar entre as deformações das armaduras destes elementos.

Para os pilares reforçados com concreto armado, percebeu-se a influência da execução de reforços em determinadas faces das peças, no que se refere à carga de ruptura, deslocamentos das seções transversais e deformações das suas barras de armadura.

Tabela 2.5 – Cargas e modos de ruptura (ZANATO et al., 2000)

Pilares	Carga de ruptura (kN)	P_{refor} / P_{ref}	Modos de Ruptura
Referência -1 (P_{ref})	100	-	E
Referência – 2 (P_{ref})	102	-	
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa - 1	440	4,40	
Reforço com argamassa com adição de sílica ativa - 2	380	3,80	
Reforço com concreto armado nas 4 faces -1	430	4,30	E
Reforço com concreto armado nas 4 faces - 2	440	4,40	
Reforço com concreto armado nas 3 faces - 1	255	2,55	
Reforço com concreto armado nas 3 faces - 2	272	2,72	
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas -1	308	3,08	
Reforço com concreto armado em 2 faces opostas - 2	320	3,20	
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes -1	184	1,84	
Reforço com concreto armado em 2 faces adjacentes - 2	220	2,20	
P_{ref} – Pilar de referência			
P_{refor} – Pilar reforçado			
E – Esmagamento do concreto			

2.3.7.4 Programa experimental sobre reforço de pilares com fibra de carbono de SOUZA et al. (2002)

SOUZA et al. (2002) realizaram um programa experimental de ensaios à ruptura por compressão simples de seis grupos de pilares curtos de seção quadrada, 150 x 150 mm², comprimento de 713 mm, com três exemplares cada, sendo três grupos de pilares reforçados com mantas flexíveis de polímero de reforçado com fibras de carbono (CFRP) e três grupos de exemplares não reforçados, de controle.

Foram simuladas duas deficiências nos pilares: a primeira delas, uma redução na área de aço, prevendo, por exemplo, perdas de seção por corrosão das armaduras; a segunda, a resistência insuficiente do concreto, proveniente de má concretagem ou concreto fora das especificações de projeto.

Para os pilares admitidos como íntegros e sem danos, foi adotada a taxa de armadura de compressão de, aproximadamente, 6%, relativa à área da seção transversal do

pilar. SOUZA et al. (2002) escolheram essa taxa por dois motivos: ser o máximo permitido pela NBR 6118:1978 e para analisar a afirmação de fabricantes de CFRP de que o reforço perde a eficiência para taxas acima de 3% (MASTER BUILDERS, 1998). Para a resistência do concreto foi adotado o valor de 40 MPa, na idade de 28 dias, para simular uma redução significativa, de 50%, na resistência do concreto dos pilares reforçados. A Tabela 2.6 mostra os detalhes dos seis grupos, de três exemplares cada, deste estudo: pilares de controle sem reforço, G1, G2 e G3, e pilares reforçados com CFRP (G1R, G2R e G3R).

A Tabela 2.6 - Características dos pilares do programa experimental de SOUZA et al. (2002)

Grupo	A_c (cm ²)	A_s	f_c (MPa)
G1	225	4 ϕ 10 mm 3,14 cm ² $\rho = 1,4 \%$	40
G2			20
G3		4 ϕ 12,5 mm + 4 ϕ 16 mm 12,95 cm ² $\rho = 5,7 \%$	40
G1R*		4 ϕ 10 mm 3,14 cm ² $\rho = 1,4 \%$	40
G2R*			20
G3R*		4 ϕ 12,5 mm + 4 ϕ 16 mm 12,95 cm ² $\rho = 5,7 \%$	20

* Pilares reforçados com uma camada de mantas flexíveis de CFRP.

A_c – área da seção transversal do pilar;

A_s – taxa de armadura do pilar;

f_c - resistência à compressão do concreto.

Nas barras da armadura longitudinal foram colados extensômetros elétricos de resistência na seção central do pilar. Dois extensômetros foram também colados sobre a superfície externa das mantas de CFRP, transversalmente ao eixo longitudinal e em faces opostas do pilar, para medir as deformações de tração da manta de confinamento.

A ruptura dos exemplares reforçados ocorreu no núcleo de concreto, em todos os exemplares, sem a ruptura das mantas de CFRP, com o surgimento de fissuras próximas

da vertical ou paralelas ao eixo do pilar. Durante os ensaios, as mantas não se soltaram do substrato nem tão pouco romperam nas quinas, previamente arredondadas, dos pilares de seção quadrada, indicando o bom desempenho do sistema. A Tabela 2.7 apresenta os resultados das cargas de ruptura dos exemplares reforçados, $P_{u,ref}$, com os valores individuais e médios, a razão entre as médias do exemplares reforçados e dos correspondentes sem reforço ($P_{u,semref}$).

A Tabela 2.7 – Cargas de ruptura dos pilares de SOUZA et al. (2002)

Grupo	A_s (cm ²)	$P_{u,ref}$ (kN)				$P_{u,semref}$ (kN)	$\frac{P_{u,ref}}{P_{u,semref}}$
		P1	P2	P3	Média		
G1R	3,14	1400	1450	1400	1417	1013	1,40
G2R	3,14	930	910	940	927	616	1,51
G3R	12,95	1150	1360	1400	1303	1444	0,90

A_s – taxa de armadura do pilar;

$P_{u,ref}$ – Carga de ruptura do pilar reforçado;

$P_{u,semref}$ – Carga de ruptura do pilar sem reforço.

SOUZA et al. (2002) concluíram que a aplicação do sistema de reforço de CFRP é mais simples e rápida do que o reforço com chapas de aço, perfis metálicos ou estribos adicionais. A leveza e flexibilidade da manta são fatores de grande economia com a mão-de-obra e o transporte.

Entretanto o uso do sistema de reforço com mantas de CFRP apresenta como aspecto delicado o manuseio correto das resinas de base epóxi que compõem a matriz de entorno das fibras. Essas resinas começam a reagir logo após a mistura e, em não havendo mão-de-obra especializada e uma fiscalização rigorosa, o sistema pode ser comprometido de forma severa, pois podem haver problemas de aderência ao substrato e na ancoragem das fibras.

Os resultados dos ensaios mostraram que é viável o reforço de pilares de concreto armado com mantas de CFRP, registrando-se a melhora acentuada no comportamento dos exemplares, tanto na capacidade de carga quanto na ductilidade dos pilares reforçados.

Os pilares reforçados dos grupos G1R e G2R, ambos com taxas de armadura de compressão $\rho = 1,4\%$ e resistência à compressão do concreto de 41 e 23 MPa, respectivamente, apresentam significativos aumentos com relação à capacidade resistente dos pilares de controle (G1 e G2), de 40% e 51%, respectivamente. No grupo G3R, com $\rho = 5,8\%$ e $f_c = 23$ MPa, as cargas máximas foram 10% inferiores às estimadas, indicando ser correta a afirmação do manual técnico de um fabricante (MASTER BUILDERS, 1998) de que a eficiência do sistema se reduz para taxas acima de 3%.

Quanto às deformações longitudinais máximas dos pilares, foi sensível o ganho de ductilidade dos pilares reforçados, chegando-se a incrementos da ordem de três vezes o valor do encurtamento experimental dos pilares sem reforço.

2.3.7.5 Programa experimental sobre reforço com argamassa auto-adensável de REIS (2003)

REIS (2003) estudou o reforço de vigas “T” de concreto armado, tanto por meio de adição de armadura longitudinal ao bordo tracionado, envolvida por um material compósito de argamassa com fibras curtas de aço (técnica de reforço nº 1), quanto pela aplicação de uma capa de 3 cm de espessura de microconcreto de alta resistência à face comprimida (técnica nº 2).

No reforço pela face tracionada, REIS (2003) ensaiou duas vigas T, denominadas VFT1 e VFT2, com mesmas dimensões e taxas de armadura. Tais vigas foram submetidas, primeiramente, a um pré-carregamento de longa duração (ensaio intermediário) e posteriormente a um carregamento monotônico de curta duração (ensaio final). Suas respectivas vigas originais são denominadas VO-1 e VO-2. A Figura 2.28 mostra o detalhe das vigas ensaiadas.

A viga VO-1 foi submetida a um pré-carregamento de 30 kN, durante execução do reforço. A aplicação do carregamento responsável por gerar a pré-danificação na VO-1 foi feita com a armadura longitudinal pré-existente exposta. A viga VO-2 foi submetida a um pré-carregamento de 55 kN, durante execução do reforço. A aplicação do carregamento responsável por gerar a danificação na VO-2 foi feita antes de deixar a armadura longitudinal pré-existente exposta.

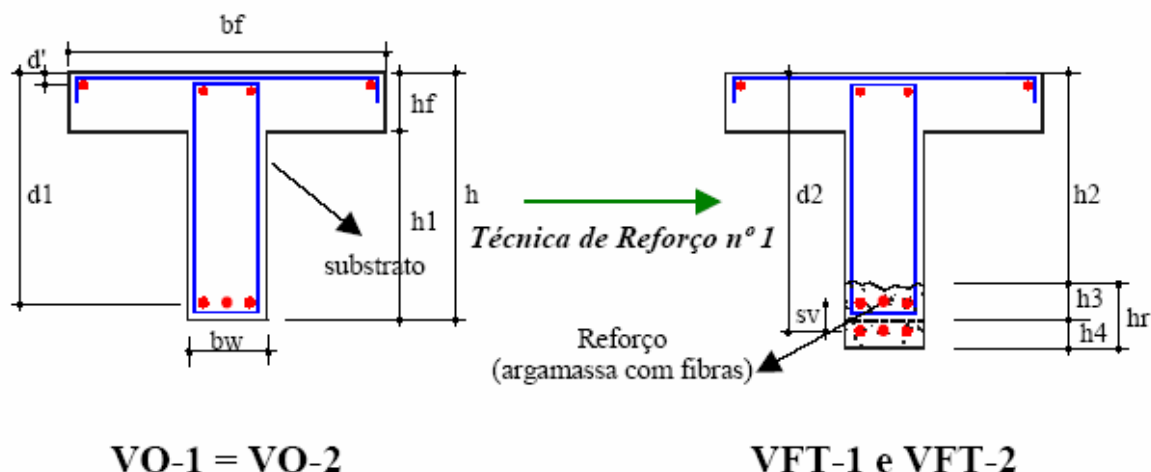


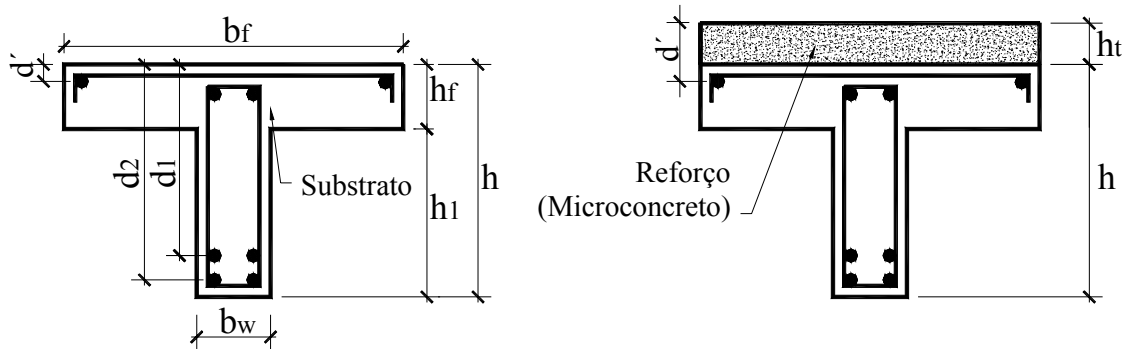
Figura 2.28 – Esquema das vigas reforçadas pela face tracionada (REIS, 2003)

Como o reforço deveria ser feito com as vigas estando carregadas, REIS (2003) idealizou um sistema pelo qual o pré-carregamento pudesse ser aplicado por meio da protensão de uma cordoalha engraxada não aderente, passando externamente à viga e ancorada em blocos de concreto moldados em suas extremidades. Mas, como as vigas deformavam constantemente e havia o problema de relaxação dos cabos de protensão, o pré-carregamento não se mantinha constante.

A preparação da superfície para receber o reforço foi feita por meio da escarificação do substrato com jato d'água e limpeza da superfície com ar comprimido para retirar todo material pulverulento. Antes da concretagem, o substrato foi umedecido para que não houvesse a perda de água por parte da argamassa de alto desempenho auto-adensável, com adição de 2% de fibras curtas de aço do tipo RL-45/30.

As forças de ruptura experimentais das vigas foram próximas (diferença máxima de apenas 5%) constatando-se que, aparentemente, o fato delas estarem submetidas a diferentes pré-carregamentos, durante a execução do reforço, não afetou significativamente a capacidade portante do elemento.

No reforço pela face comprimida, REIS (2003) ensaiou três vigas T, denominadas VFC1, VFC2 e VFC3, com mesmas dimensões e taxas de armadura. Tais vigas foram submetidas, primeiramente, a um pré-carregamento de longa duração (ensaio intermediário) e, posteriormente, a um carregamento monotônico de curta duração (ensaio final). Suas respectivas vigas originais são denominadas VO-3, VO-4 e VO-5. A Figura 2.29 mostra o detalhe das vigas ensaiadas.



VO-3 = VO-4 = VO-5

VFC-1; VFC-2 e VFC-3

Figura 2.29 – Esquema das vigas reforçadas pelo banzo superior (REIS, 2003)

As vigas VO-3, VO-4 e VO-5 eram todas vigas superarmadas, projetadas para romper pelo esmagamento do concreto (domínio 4), mas que depois de reabilitadas entrariam em ruína pela deformação plástica excessiva da armadura longitudinal e esmagamento do concreto (domínio 3). As vigas VFC se diferenciavam apenas em relação ao valor e ao período de tempo em que foram pré-carregadas. O sistema de pré-carregamento aplicado e a preparação da superfície para receber o reforço foram iguais aos das vigas VO1 e VO2. A Tabela 2.8 apresenta os resultados de carga obtidos nos ensaios das vigas ensaiadas.

REIS (2003) obteve as seguintes conclusões sobre o comportamento das vigas reforçadas:

- o pré-carregamento aplicado durante a execução do reforço não foi suficiente para afetar a capacidade portante das vigas VFT. Entretanto, dependendo do valor deste pré-carregamento e das características da viga a ser reforçada, há a possibilidade de ruptura prematura da peça. Como o valor do pré-carregamento geralmente corresponde à parcela de carga permanente, nos elementos a serem reforçados cuja sobrecarga seja preponderante ao peso próprio, o risco de ocorrer ruptura prematura do material do substrato é menor;
- nas vigas reabilitadas sob carga, a substituição de parte do material do banzo tracionado antigo - provavelmente já fissurado - por um material novo, beneficiou a resistência ao cisalhamento da peça. Isso porque o novo banzo tracionado, constituído por concreto íntegro, não está sujeito aos esforços gerados pelo pré-carregamento, sendo seu

reinício de fissuração ao cisalhamento determinado em função da diferença entre a força total aplicada na viga, após o reforço, e força atuante no instante da reabilitação;

Tabela 2.8 – Cargas de serviço e ruptura dos ensaios feitos por REIS (2003)

	F_{real} (kN)	$F_{\text{serviço}}$ (kN)	$F_{\text{teórico}}$ (kN)	$F_{\text{real}}/F_{\text{teórico}}$	$F_{\text{real}}/F_{\text{real-VFC-2}}$	$F_{\text{real}}/F_{\text{teórico-VO}}$	Modo de Ruptura
VO	-	54,5	78,6	-	-	-	domínio 4
VFC-1	153,0	90,9	146,4	1,05	0,99	1,95	domínio 3
VFC-2	154,4	90,9	146,4	1,05	1,00	1,96	domínio 3
VFC-3	147,2	90,9	146,4	1,00	0,95	1,87	domínio 3
VFT-1	223,0	123,9	200,0	1,12	-	-	-
VFT-2	225,0	123,9	205,0	1,10	-	-	-

F_{real} - força real de ruptura observada nos ensaios das vigas;

$F_{\text{serviço}}$ e $F_{\text{teórico}}$ – força estimada de serviço e de ruptura, respectivamente, obtidas a partir da NBR-6118:1978, utilizando valores característicos de resistência dos materiais;

$F_{\text{real-VFC-2}}$ – força real de ruptura observada no ensaio da viga VFC-2 (sem pré-carregamento);

$F_{\text{teórico-VO}}$ – força estimada de ruptura da viga original antes do reforço VO;

- o pré-carregamento aplicado nas vigas VFC-1 e VFC-3 aparentemente não afetou suas capacidades portantes, pois ambas romperam com uma carga próxima à da viga reforçada não previamente carregada (VFC-2), apresentando o mesmo modo de ruptura e o mesmo padrão de fissuração;

- na análise dos efeitos das deformações dependentes do tempo no desempenho de peças reforçadas no bordo comprimido, a caracterização da deformabilidade do concreto tem grande importância. Tal deformabilidade pode ser determinada por expressões matemáticas por meio de curvas experimentais, obtidas em ensaios de fluência, retração, coeficiente de dilatação térmica, módulo de elasticidade e resistência à compressão;

- conforme REIS (2003) a técnica de reforço da face comprimida foi considerada eficiente, pois com um acréscimo de uma camada de apenas 3 cm, houve um ganho de resistência médio de 93% em relação às vigas não reforçadas;

- houve o aparecimento de fissuras horizontais na junta de ligação entre o substrato e o material de reforço, evidenciando uma perda parcial de aderência entre os dois materiais, mas que não prejudicou a resistência das peças. Tal perda não foi, provavelmente, devido a uma inadequada preparação do substrato, mas pelo fato da superfície de contato em vigas ser menor que em lajes, promovendo maiores tensões cisalhantes na região da junta;
- as normas brasileiras NBR 6118:1978 e NBR 6118:2003 foram satisfatórias para prever as flechas de longa duração nas vigas VFC-1 e VFC-3;
- o dimensionamento desse tipo de reforço pode ser feito considerando uma redução das tensões no concreto comprimido em função da fluência do mesmo.

2.3.7.6 Programa experimental sobre reforço de lajes de CAMPOS (2000)

CAMPOS (2000) analisou o comportamento experimental de cinco lajes maciças de concreto armado em escala real, ensaiadas à flexão, sendo uma de referência e as outras quatro reforçadas pela face comprimida (superior) com uma camada de concreto de alto desempenho (CAD), variável de 2 cm nos bordos e 4 cm no centro, em forma de lente plano-convexa.

Em seus ensaios, CAMPOS (2000) aplicou carga nas lajes até um carregamento pré-definido em função de três fatores: deformação na armadura principal atingindo o início do limite de escoamento, abertura das fissuras estabelecidas em norma e flechas com a ordem de grandeza da espessura da laje, pois na prática esta é a situação comum de patologia para reforço em lajes. Em seguida, tais lajes foram descarregadas para depois receberem a camada de reforço. As principais variáveis analisadas foram: a deficiência da resistência do concreto e deficiência de armadura.

Em relação à aderência entre os dois concretos, CAMPOS (2000) optou por fazer uma escarificação manual das peças, sem utilizar qualquer ponte de aderência. Além disso, pouco antes da aplicação do novo material, fez o umedecimento e saturação do substrato para que este não retirasse água do material do reforço. Não pensando em obter ganhos de resistência, mas de melhorar ainda mais a aderência entre os materiais, foi

utilizado, como material de reforço, um concreto de alto desempenho, com resistência à compressão de 50MPa.

Para a execução dos ensaios, CAMPOS (2000) utilizou um pórtico de concreto armado para servir de apoio às suas lajes. Sobre as vigas do pórtico foram posicionados tubos industriais de aço com diâmetro de 50 mm, preenchidos com concreto. Este esquema permitiu a movimentação vertical da laje nos apoios somente para cima. O elemento de carga utilizado foram sacos de areia de 0,25 kN e 0,50 kN. A Figura 2.30 apresenta uma fotografia do esquema de ensaio de CAMPOS (2000).



Figura 2.30 - Fotografia do esquema de ensaio de CAMPOS (2000)

Após realizar todos os ensaios, CAMPOS (2000) concluiu que:

- o reforço pela face superior com adição de uma camada de CAD funcionou bem para as lajes em que havia uma taxa mínima de armadura. Nos casos em que a taxa foi menor que a mínima, o reforço não se mostrou tão eficiente, pois a capacidade de carga ficou limitada pela quantidade de armadura;
- quanto às lajes com deficiência na resistência do concreto, observou-se um ganho de carga de cerca de 30% em relação à laje de referência. Isso mostra que mais importante que o ganho na resistência do concreto na região tracionada é o ganho da altura útil da peça;

- a preparação do substrato realizada por meio de uma escarificação manual, saturação da peça e a utilização de um concreto com 50 MPa de resistência à compressão, como material de reforço, levaram a bons resultados de aderência entre o material antigo e o novo, não se observando descolamento de áreas da camada de reforço.

2.3.7.5 Programa experimental sobre reforço de lajes treliçadas de ASSIS (2005)

ASSIS (2005) fez uma análise experimental de reforço em lajes pré-fabricadas treliçadas pela face comprimida; para tal, foram ensaiadas três séries de faixas de laje de 1,0 m de largura por 2,15 m de comprimento. A primeira série era composta de cinco lajes com treliças de 8 cm de altura, a segunda de cinco lajes com treliças de 12 cm e a terceira de duas lajes, também, com treliças de 8 cm. Nas 1ª e 2ª séries, havia três lajes de concreto monolíticas e duas lajes reforçadas, em cada série, e a 3ª série era composta por uma laje de referência e uma laje reforçada.

As lajes foram ensaiadas como biapoiadas submetidas a duas cargas concentradas no terço médio (Figura 2.31). As peças sem reforço foram ensaiadas uma única vez até a ruptura. As lajes reforçadas foram carregadas até uma carga de parada pré-definida e, em seguida, foram reforçadas para, então, serem ensaiadas até a ruptura. Utilizou-se como material de reforço, concreto de características semelhantes às das lajes originais e a preparação do substrato foi feita por apicoamento manual. A Tabela 2.9 mostra as cargas de ruptura das lajes ensaiadas.

ASSIS (2005) concluiu que:

De acordo com os resultados experimentais, o comportamento estrutural do reforço em lajes treliçadas pela face superior se mostrou eficaz para faixas de lajes com altura total variando de 12 cm a 22 cm, capeamento de concreto de 4 cm a 10 cm, treliças de 8 cm e 12 cm de altura e taxa de armadura variando de 0,222% a 0,510%.

A maioria das lajes ensaiadas, reforçadas ou não, romperam por flexão com escoamento e posterior ruptura da armadura de tração, sem o esmagamento do concreto da face superior. Nas lajes com menor espessura da capa de concreto, observou-se a possibilidade de haver o esmagamento do concreto comprimido, em função de sua grande

plastificação, juntamente com a ruptura da armadura inferior de tração, mesmo que esse esmagamento não tenha sido observado visualmente durante o ensaio. Entretanto, as deformações experimentais referentes ao esmagamento não puderam ser coletadas pelos extensômetros elétricos fixados na face superior da laje.

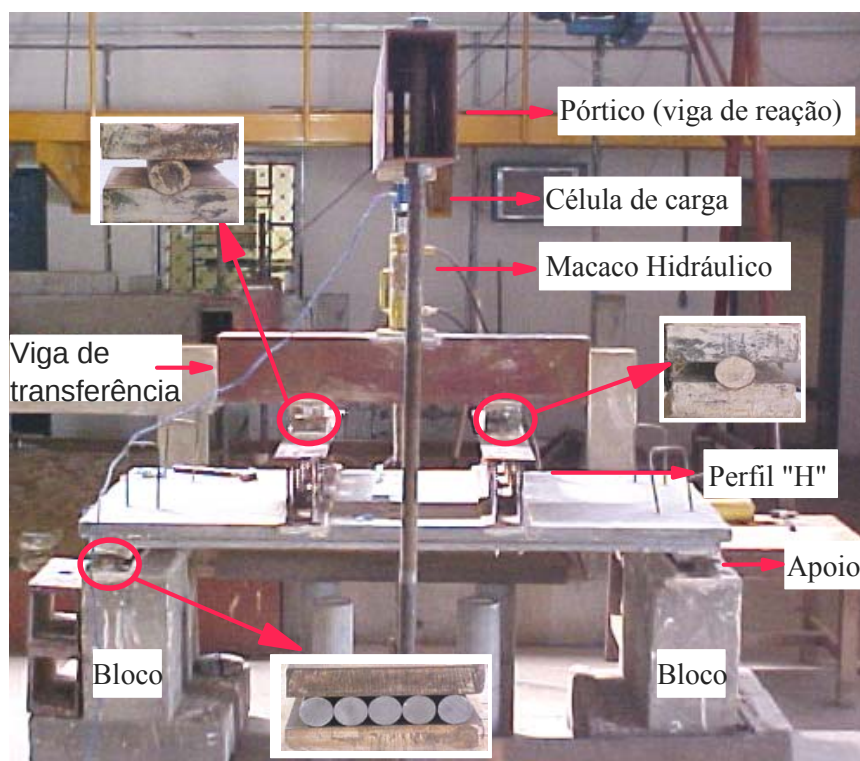


Figura 2.31 – Fotografia do esquema de ensaio de ASSIS (2005)

Em todas as lajes, observou uma ruptura dúctil, sem o aparecimento de fissuras horizontais na ligação entre o substrato e o material de reforço nas lajes reabilitadas, com as lajes apresentando deslocamentos e deformações consideráveis e ductilidade de flecha variando de 1,50 a 2,91 cm.

Com isso, ASSIS (2005) concluiu que para se obter uma aderência entre o substrato e o concreto do reforço, é suficiente a realização de um apicoamento manual, seguido de uma limpeza do substrato e, momentos antes da nova concretagem, promover a saturação do concreto antigo para não haver a perda de água do material de reforço. O concreto do reforço deve apresentar características mecânicas, no mínimo, iguais às do concreto da peça a ser reforçada.

Observou-se um comportamento simétrico dos deslocamentos e deformações na armadura e no concreto, tanto da direção transversal quanto na longitudinal na maioria das peças, sempre com maiores valores na seção central, mostrando que as lajes reforçadas trabalharam uniformemente. Nas peças em que não houve o comportamento simétrico, provavelmente, devido a problemas construtivos como: larguras das vigotas ou espessura do capeamento variando ao longo da laje.

Tabela 2.9 - Carga de ruptura das lajes ensaiadas por ASSIS (2005)

Série	Laje	h (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	$\rho_{adot.}$ (%)	$P_{par.}$ (kN)	$P_{u,Exp.}$ (kN)
1 ^a	L1-80	12,1	10,6	2,91	0,510	-	39,0
	L2-80	12,0	10,5		0,510	35,0	-
	L3-80	12,1	10,6		0,510	35,0	-
	L4-80	15,6	14,1		0,316	-	70,0
	L5-80	18,5	17,0		0,240	-	90,0
	L2/L2R-80	16,0	14,5		0,303	-	74,0
	L3/L3R-80	18,8	17,3		0,235	-	97,0
2 ^a	L1-120	16,1	14,6	3,13	0,481	-	67,0
	L2-120	16,0	14,5		0,481	45,0	-
	L3-120	16,0	14,5		0,481	45,0	-
	L4-120	19,5	18,0		0,317	-	87,0
	L5-120	22,0	20,5		0,250	-	110,0
	L2/L2R-120	20,0	18,5		0,298	-	87,0
	L3/L3R-120	22,5	21,0		0,241	-	113,0
3 ^a	L6-80	12,0	10,5	1,91	0,341	-	19,0
	L7-80	12,0	10,5		0,341	12,0	-
	L7/L7R-80	15,0	13,5		0,222	-	36,0

d – altura útil relativa à armadura inferior de tração (adicional e banzo inferior);

$\rho_{adot.}$ - taxa de armadura total adotada nos cálculos, utilizando os valores de dimensões reais (vide Tabela 3.2);

$P_{par.}$ – Carga de Parada no 1º Ensaio;

$P_{u,Exp.}$ – Carga de ruptura da laje no ensaio de ruptura;

Obs.: Os valores de $\underline{h}$ e $\underline{d}$ são os valores reais encontrados.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A Universidade Federal de Goiás (UFG), em parceria com a Universidade de Brasília (UNB), vem desenvolvendo linhas de pesquisa sobre reforço estrutural, iniciada por JARDIM (1998), dando seqüência com CAMPOS (2000) e ASSIS (2005), e sobre pilares iniciada por ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004), sendo esta dissertação uma continuação do trabalho desses autores. Inclusive as características dos pilares ensaiados, detalhados neste capítulo, foram escolhidas em função dos resultados dessas pesquisas.

Para a análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA) nas faces de compressão, tração e compressão e tração simultaneamente, submetidos à flexo-compressão reta, foram ensaiados oito pilares de seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm, com comprimento igual a 2000 mm, chamados de pilares originais. Os modelos foram confeccionados com concreto convencional de resistência nominal a compressão aos 28 dias igual a 30 MPa, com armadura longitudinal composta de quatro barras retas nervuradas de 10 mm de diâmetro nominal.

Foram realizadas duas etapas de testes. Na primeira etapa, dois pilares de referência foram ensaiados até a ruína (P1 e P2) 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.

Os pilares originais foram submetidos à flexo-compressão reta apresentando uma excentricidade inicial de 60 mm, escolhida em função dos resultados de ARAÚJO (2004). Esta excentricidade foi escolhida uma vez que com ela as armaduras tracionadas

dos pilares atingiam o escoamento, sendo justamente este o comportamento desejado, para que fosse supostamente necessário reforçar as peças na face tracionada.

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. Todos estes ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil da UFG.

Os ensaios de caracterização do concreto foram feitos na empresa Carlos Campos Consultoria Limitada e do aço, no laboratório de materiais da Universidade Católica de Goiás.

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

Foram utilizados pilares com seção transversal retangular de 120 mm x 250 mm, e comprimento total do modelo igual a 2000 mm (Figura. 3.1) antes do reforço, por causa das intensidades das ações envolvidas e limitações da estrutura de reação. Além disso, pretendeu-se utilizar pilares com dimensões similares às usadas em edifícios usuais de concreto armado, antes da NBR 6118: 2003 estabelecer o aumento das seções dos pilares.

Foi utilizada uma armadura de fretagem nas extremidades dos pilares, para resistir a grande concentração de tensões nessas regiões e evitar uma ruptura localizada. Para permitir a aplicação e transmissão da força excêntrica para o pilar, provocando momento fletor na região central, as extremidades das peças possuíam dois consolos, um na base e outro no topo.

A armadura longitudinal original de todos os pilares constituiu-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 foi composta por estribos de cinco milímetros, com espaçamento igual a 100 mm, na região central, e 50 mm, próximo das extremidades das peças. Os espaçamentos entre as barras e o cobrimento mínimo seguiram as regras estabelecidas pela NBR 6118:2003.

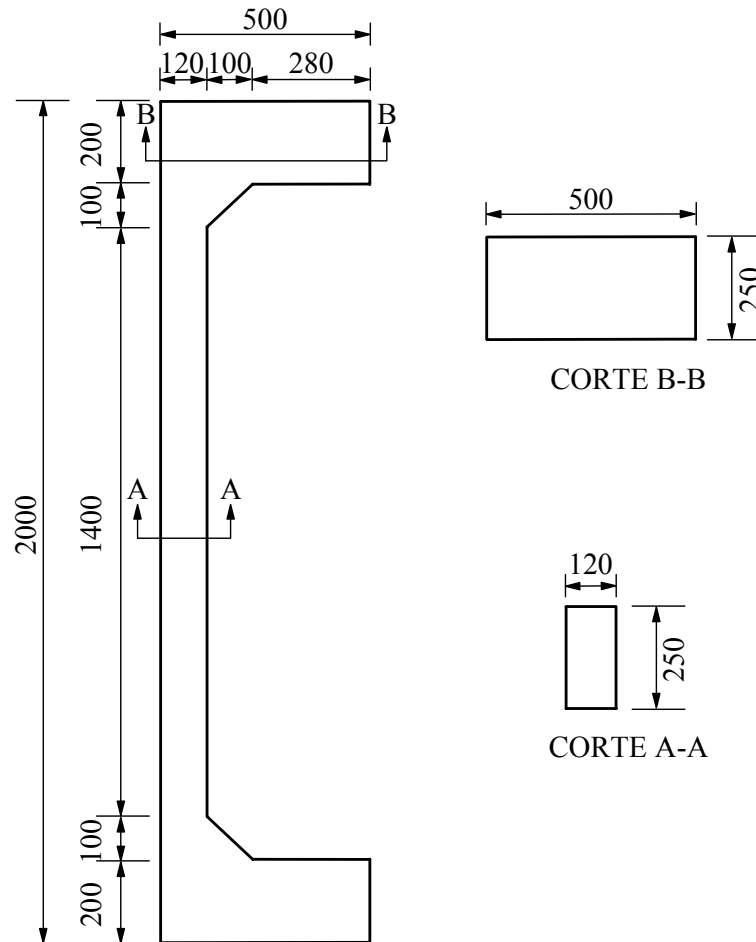


Figura 3.1 – Dimensões dos pilares originais e de referência (mm)

As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam, respectivamente, o detalhamento das armaduras dos pilares originais e de referência e a fotografia das armações posicionadas nas formas.

Depois de realizado o ensaio dos pilares originais até a carga de parada, estes foram descarregados e preparados para receberem as camadas de reforço. O reforço foi executado com os pilares descarregados e fora do aparato de ensaio. Os pilares P3 e P4 foram reforçados na face tracionada com barras de aço longitudinais de $2\phi 10,0$ mm e $2\phi 12,5$ 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.

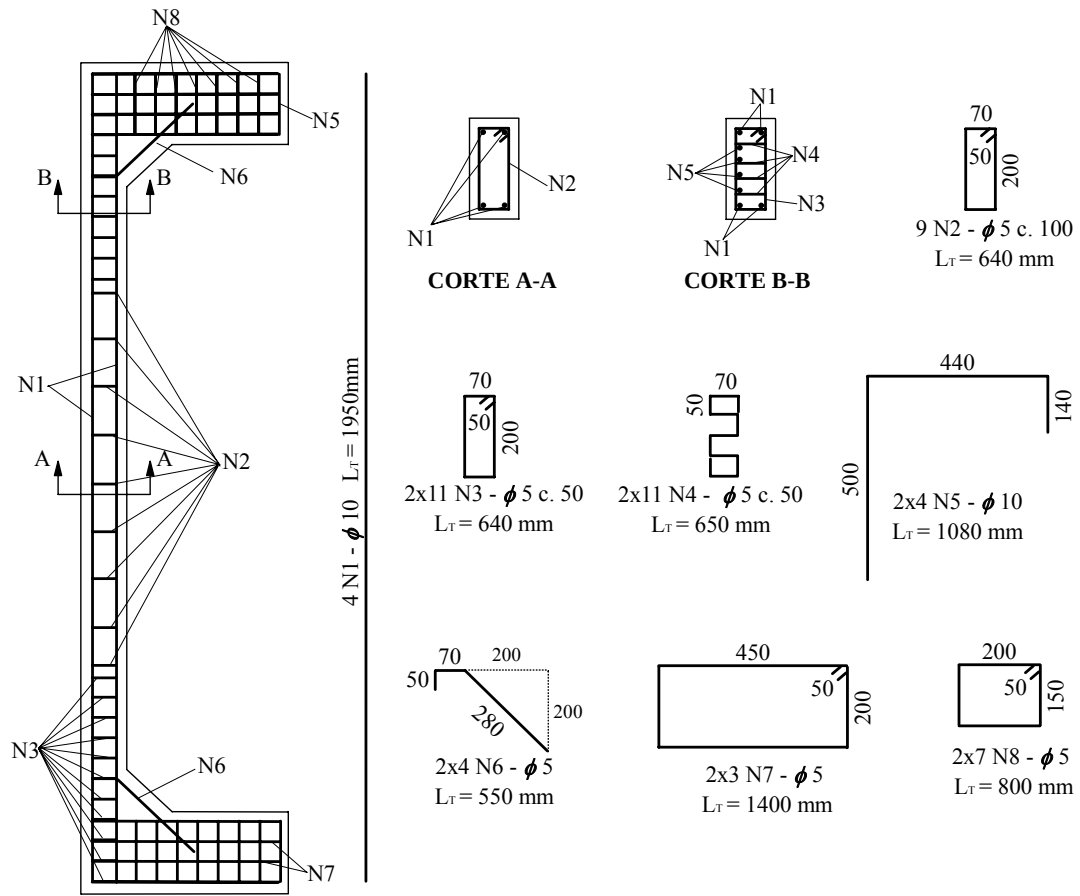


Figura 3.2 – Detalhamento das armaduras dos pilares originais e de referência

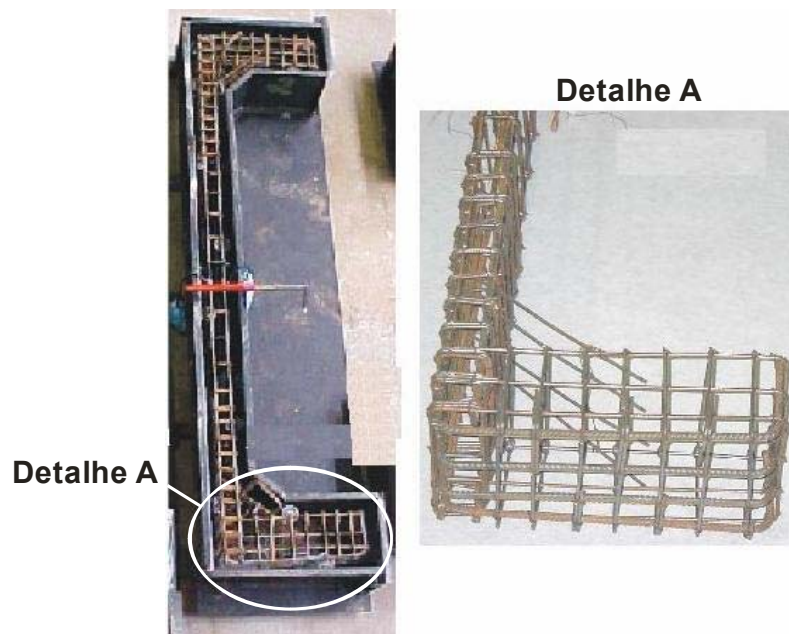


Figura 3.3 – Armações dos pilares originais e de referência

Os pilares P5 e P6 foram reforçados nas faces tracionadas com barras longitudinais de $2\phi 10,0$ mm e $2\phi 12,5$ 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 auto-adensável, com espessuras de 35 e 55 mm, sendo chamados de PC35 e PC55, respectivamente. Conseqüentemente, suas excentricidades iniciais foram reduzidas para 42,5 e 32,5 mm, respectivamente. A Tabela 3.1 apresenta as principais características dos pilares ensaiados e a Figura 3.4 apresenta o detalhe das seções transversais dos pilares originais e reforçados.

Tabela 3.1 - Principais características dos pilares ensaiados

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)	P3	PT10	82,5	-	$2\phi 10,0$ mm	45	165
	P4	PT12			$2\phi 12,5$ mm		
	P5	PC45T10	60,0	45	$2\phi 10,0$ mm		210
	P6	PC45T12			$2\phi 12,5$ mm		
Reforçado (2ª etapa)	P7	PC35	42,5	35	-	-	155
	P8	PC55	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.

Nomenclaturas usadas nos pilares reforçados:

PT10 → P = tipo de peça reforçada (Pilar), T = reforço na face tracionada e “10” = pilar reforçado com duas barras longitudinais de 10,0 mm, na face tracionada.

PT12 → “12” = pilar reforçado com duas barras longitudinais de 12,5 mm, na face tracionada.

PC45T10 → P = tipo de peça reforçada (Pilar), C = reforço na face comprimida, “45” = 45 mm de espessura de concreto na face comprimida, T = reforço na face tracionada e “10” = pilar reforçado com duas barras longitudinais de 10,0 mm, na face tracionada.

PC35 → P = tipo de peça reforçada (Pilar), C = reforço na face comprimida, “35” = 35 mm de espessura de concreto na face comprimida.

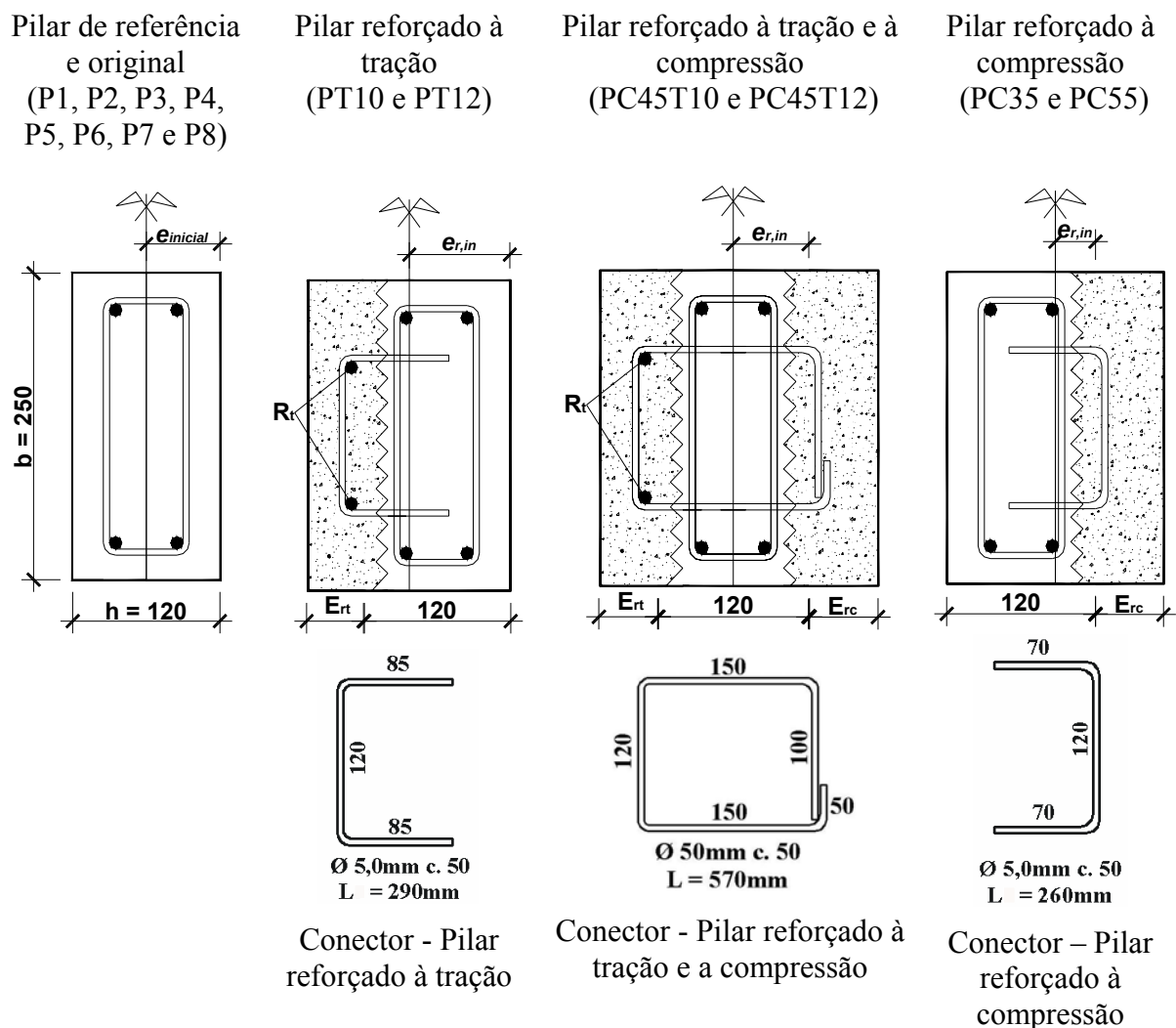


Figura 3.4 – Seção transversal das peças ensaiadas

3.3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

A execução do programa experimental foi subdividida nas seguintes etapas: construção das formas, montagem e instrumentação das armaduras, moldagem e desmoldagem dos pilares, montagem no pórtico de ensaio, instrumentação complementar e execução dos ensaios.

3.3.1 Formas

Para os pilares da primeira etapa, as formas foram projetadas para se ter o máximo de reaproveitamento. A base da forma foi constituída por madeira compensada de 17 mm de espessura, de dimensões 550 mm x 2200 mm, apoiada sobre cinco vigotas de madeira de seção transversal 60 mm x 120 mm e comprimento igual a 600 mm.

As peças laterais foram em chapas metálicas de 2,25 mm de espessura, compostas de dois módulos fixos por solda e interconectados por parafusos. A fixação das laterais no fundo da forma foi feita com parafusos tipo francês. Um conjunto de seis fôrmas foi utilizado na moldagem de um total de oito pilares, dos quais seis foram reforçados. A Figura 3.5 apresenta uma fotografia da forma utilizada para moldagem dos pilares da primeira etapa.

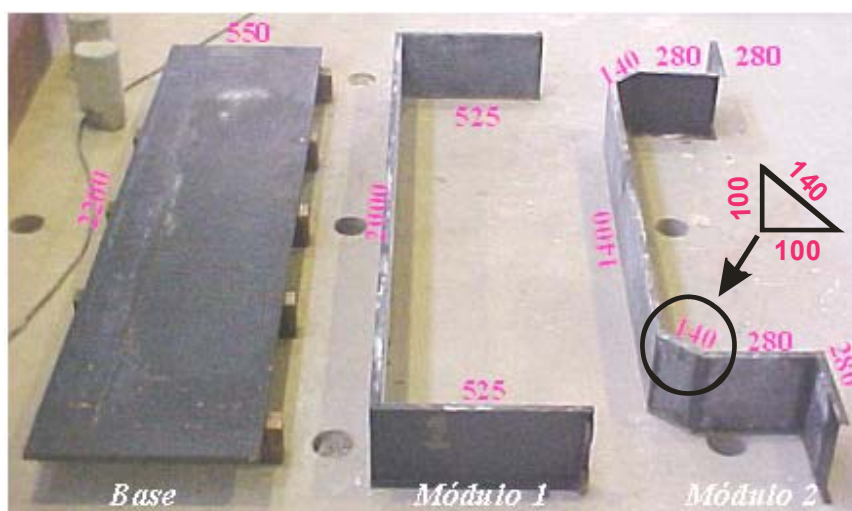


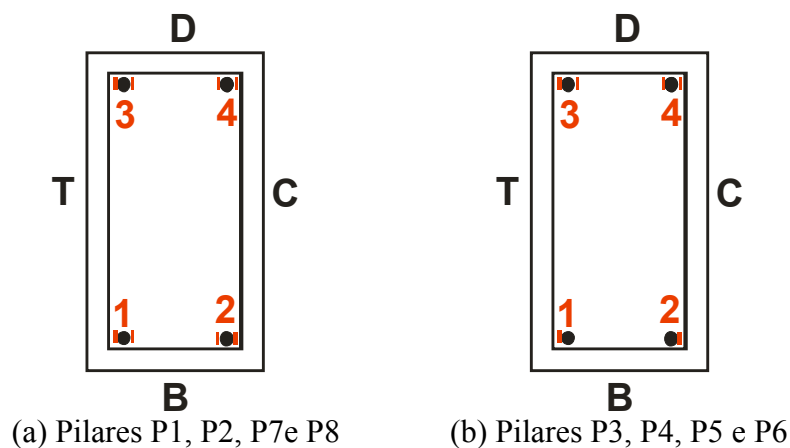
Figura 3.5 – Fotografia da forma utilizada para moldagem dos pilares da primeira etapa (mm)

3.3.2 Montagem e instrumentação das armaduras dos pilares originais e de referência

Neste item apresenta-se apenas a instrumentação das armaduras colocadas nos pilares originais e de referência. A instrumentação das novas barras de aço adicionadas para o reforço está no item 3.4.3.

Utilizaram-se extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL do tipo PA-06-250BA-120-L, que foram ligados a uma caixa de aquisição de dados com 15 canais, interligada a um terminal da NATIONAL INSTRUMENTS, modelo SCXI-1001, e controlada por um software computacional (LABVIEW 6.1).

Os posicionamentos dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares P1, P2, P7 e P8 estão apresentados na Figura 3.6-a e dos demais pilares, na Figura 3.6-b. Todos estão à meia altura do pilar. Como foi observado por ADORNO (2004) que os extensômetros posicionados na armadura transversal foram pouco solicitados, neste trabalho não se colocaram extensômetros nos estribos.



Face T: face tracionada ou menos comprimida; Face C: face comprimida.

Figura 3.6 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares da primeira etapa

3.3.3 Moldagem e desmoldagem dos pilares

As juntas das formas foram vedadas com fita “crepe” para evitar vazamento da nata do concreto e utilizou-se óleo mineral como agente desmoldante e preservação dos

moldes. Para o posicionamento das armaduras dentro das fôrmas, foram utilizados espaçadores plásticos, garantindo o cobrimento especificado em projeto de 25 mm (Figura 3.7).

Para travamento das laterais das fôrmas, foram utilizados grampos, impedindo a abertura da região central da fôrma durante o lançamento e adensamento do concreto (Figura 3.8).

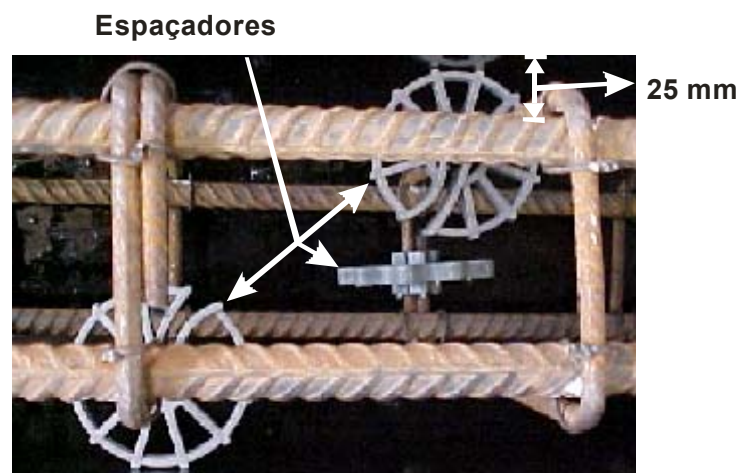


Figura 3.7 – Espaçadores plásticos posicionados nas armaduras

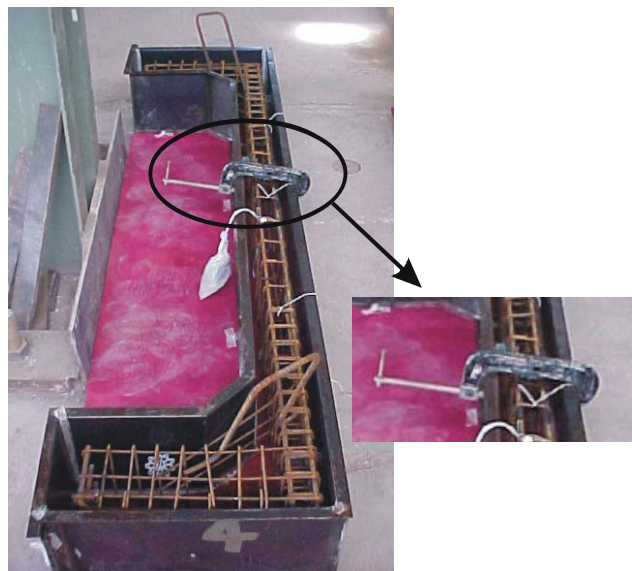


Figura 3.8 – Detalhe dos grampos travando as laterais das fôrmas

Os modelos foram concretados horizontalmente para maior facilidade de moldagem, por causa da grande concentração de armaduras de fretagem nas extremidades. O concreto foi colocado nas fôrmas com utilização de pás e adensado mecanicamente com vibrador com agulha de imersão de 25 mm de diâmetro (Figura. 3.9). O acabamento foi feito com colher de pedreiro na face livre dos modelos.

Em cada concretagem, foram moldados, segundo a NBR 5738:1984, corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 150 mm x 300 mm, para ensaios de caracterização do concreto aos 3, 7 14, 21 e 28 dias de idade. Para cada idade, realizaram-se ensaios de resistência à compressão, de tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.



Figura 3.9 – Concretagem e adensamento

Foi feita cura úmida para os modelos e os corpos-de-prova por meio de mangueira, e cobertos com lona plástica, durante sete dias. Após o sétimo dia da concretagem, os modelos foram retirados da fôrma e colocados no ambiente do laboratório até a data do ensaio.

3.3.4 Esquema de ensaio

3.3.4.1 Sistema de aplicação de força e de vinculação

O modelo usado foi um pilar com força excêntrica aplicada, gerando momento fletor em um plano de ação paralelo ao menor lado, provocando, na região central, a solicitação de flexo-compressão reta.

A aplicação da força foi feita por meio de atuador hidráulico (Yelow Power), com capacidade nominal de 1500 kN, acionado por bomba hidráulica de ação manual. A posição do atuador hidráulico encontrava-se na região inferior dos pilares.

Para controle da força atuante nas extremidades inferior (ação) e superior (reação) dos pilares de referência, originais e dos pilares reforçados, PT10, PT12 e PC35, foram posicionados células de carga com capacidade de 500 kN (Kratos), cuja leitura foi feita automaticamente por um indicador digital (Figura 3.10).



(1)bomba hidráulica de ação manual; (2)célula de carga; (3)atuador hidráulico de 1500 kN
Figura 3.10 – Conjunto bomba, atuador hidráulico, célula de carga e indicador digital

Nos pilares PC45T10, PC45T12 e PC55, para o controle da força atuante, foi colocado uma única célula de carga de 1000 kN (Kratos) na extremidade superior, conectada a um sistema computacional, para se realizar as leituras no decorrer dos ensaios. Como previa-se cargas de ruptura maiores do que 500 kN nestes pilares, devido a falta de mais uma célula de carga de 1000 kN no laboratório, colocou-se uma única célula de carga. As Figuras 3.11 e 3.12 mostram, respectivamente, o esquema e a fotografia do sistema de ensaio utilizado.

Cada aparelho de vinculação foi composto de duas placas retangulares de aço 1045 de dimensões 120 mm x 250 mm, com espessura igual a 38 mm. Para permitir a rotação da peça, utilizou-se peça cilíndrica de aço maciço 1045 de 38 mm de diâmetro (Figura 3.13).

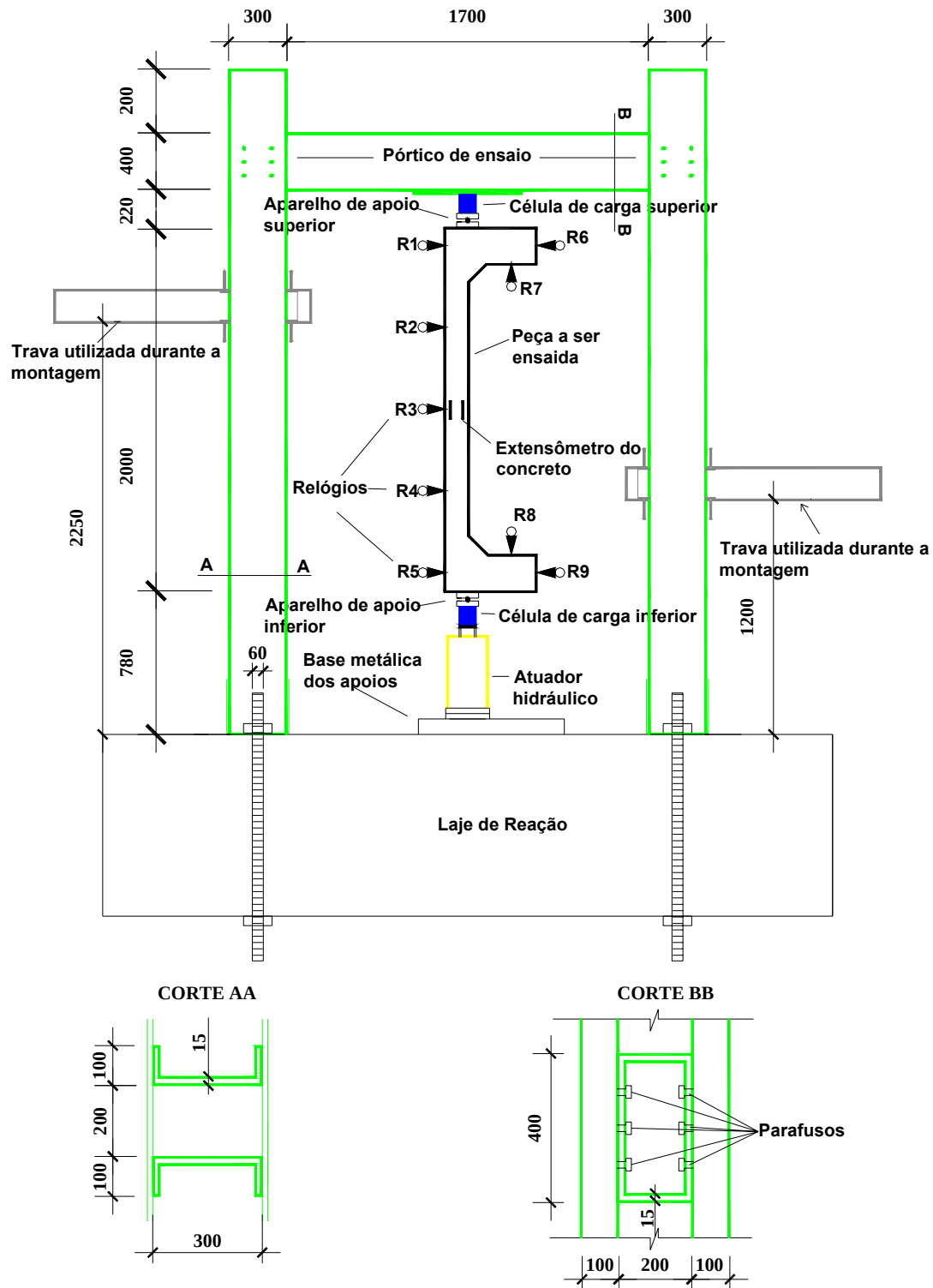


Figura 3.11 – Esquema de ensaio dos pilares

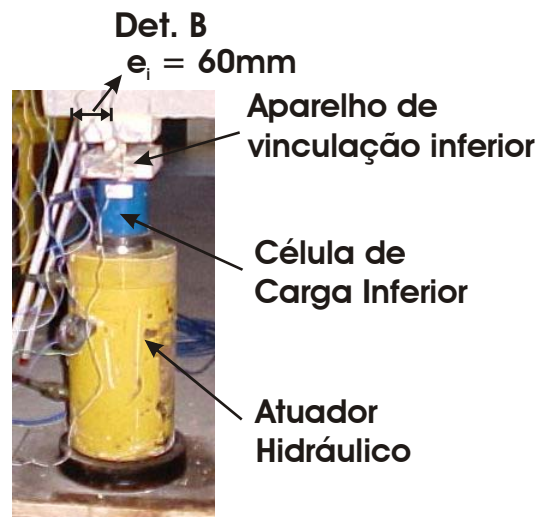
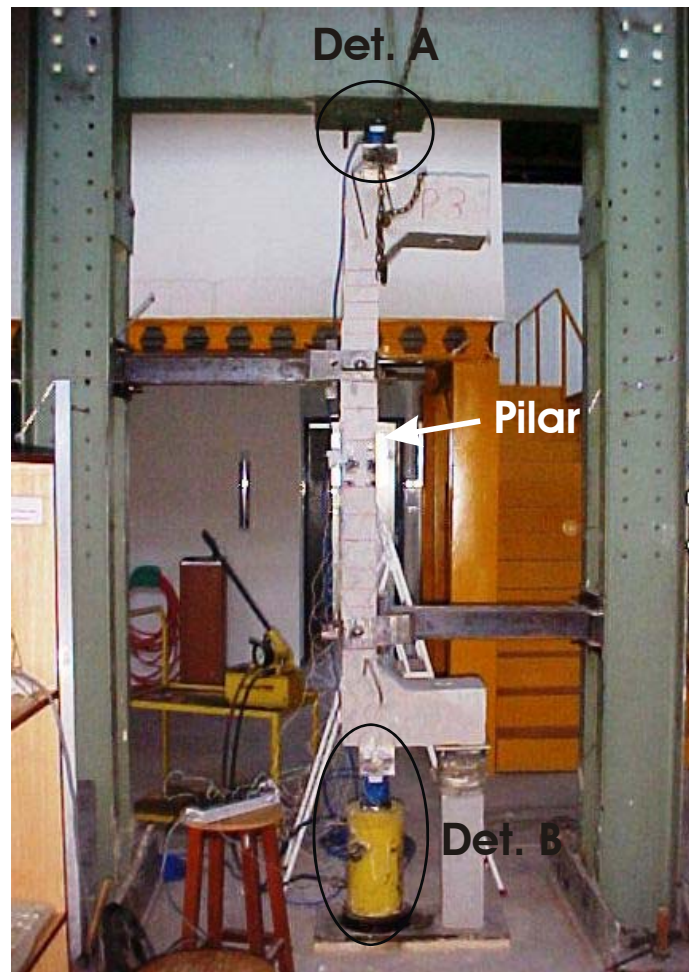


Figura 3.12 – Fotografias do esquema de ensaio dos pilares

Para permitir o nivelamento e uma maior uniformidade na distribuição das tensões, colocou-se uma camada fina de gesso pedra Herodent (Vigodent) entre as placas de aço dos aparelhos de apoio e o pilar.

Para impedir a queda do aparelho de vinculação superior com a ruína do pilar, soldaram-se argolas de aço para passagem de uma corrente metálica, que envolvia tanto o aparelho quanto o pilar, presa no pórtico de reação (Figura. 3.13-b).



(a) aparelho de vinculação inferior



(b) aparelho de vinculação superior

Figura 3.13 – Aparelhos de vinculação

3.3.4.2 Posicionamento dos modelos na estrutura de reação

A estrutura de reação foi composta de pórtico metálico convenientemente ancorado, por meio de tirantes, na laje de reação do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás – EEC/UFG. A Figura 3.14 apresenta uma foto com a vista geral do pórtico.

Para facilitar o posicionamento dos modelos no pórtico de reação, utilizou-se uma base metálica, convenientemente nivelada, composta de cantoneira soldada sobre dois perfis I, fixada sobre chapa metálica por meio de parafusos (Figura. 3.15).

O transporte e içamento dos pilares foram feitos por meio de uma ponte rolante (Figura. 3.16-a). Com a colocação do pilar sobre a base metálica, convenientemente nivelada (Figura. 3.16-b), um dispositivo de travamento era utilizado para garantir o posicionamento e alinhamento do mesmo (Figura 3.16-c e 3.16-d). Após o travamento, o modelo era colocado no prumo (Figura 3.16-e) e içado por meio de atuador hidráulico. Em seguida, a base metálica era retirada e o pilar apoiado sobre corpos-de-prova de concreto e

chapas metálicas (Figura 3.16-f). Posteriormente, a peça era instrumentada e colocavam-se os dispositivos de aplicação de força e de vinculação (Figura. 3.16-g a 3.16-i).



Figura 3.14 – Estrutura do esquema de ensaio

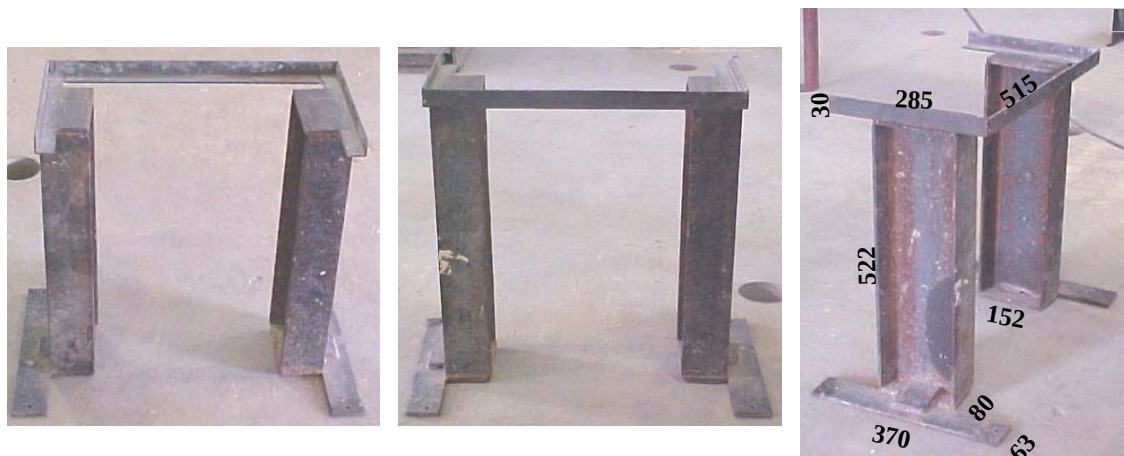


Figura 3.15 – Fotografias da base metálica (mm)



(a) içamento do pilar



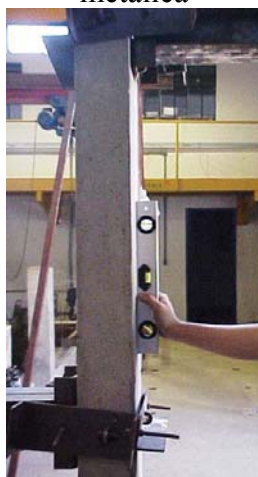
(b) pilar sobre a base metálica



(c) travamento do pilar



(d) pilar travado



(e) pilar sendo colocado no prumo



(f) pilar apoiado sobre corpos-de-prova



(g) colagem do aparelho de vinculação



(h) dispositivo de aplicação de força e de vinculação

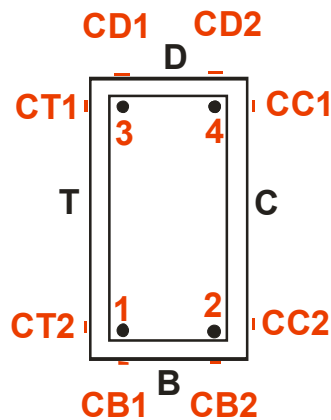


(i) pilar posicionado na estrutura de reação

Figura 3.16 – Etapas do posicionamento dos pilares no pórtico de reação

3.3.5 Instrumentação no concreto dos pilares originais e de referência

Para determinação das deformações no concreto, foram usados extensômetros elétricos de resistência (“strain gauges”), da marca EXCEL, modelo PA-06-201BA-120-L. As posições onde foram efetuadas as leituras são mostradas na Figura 3.17. Os extensômetros do concreto estavam alinhados aos do aço.



Face T: face tracionada ou menos comprimida; Face C: face comprimida.

Figura 3.17 – Posicionamento dos extensômetros elétricos no concreto

3.3.6 Medidas dos deslocamentos e acompanhamento de fissuras

Utilizou-se, para as leituras de deslocamentos, relógios comparadores digitais, com precisão de 0,01 mm e leitura máxima de 14 mm, acoplados em bases magnéticas, do fabricante Mitutoyo Ind. Bras.

A Figura 3.18 apresenta o posicionamento dos relógios comparadores utilizados para medir os deslocamentos verticais e horizontais dos modelos durante os ensaios e a Figura 3.19 apresenta fotografias de todas as faces, do pilar instrumentado com relógios comparadores.

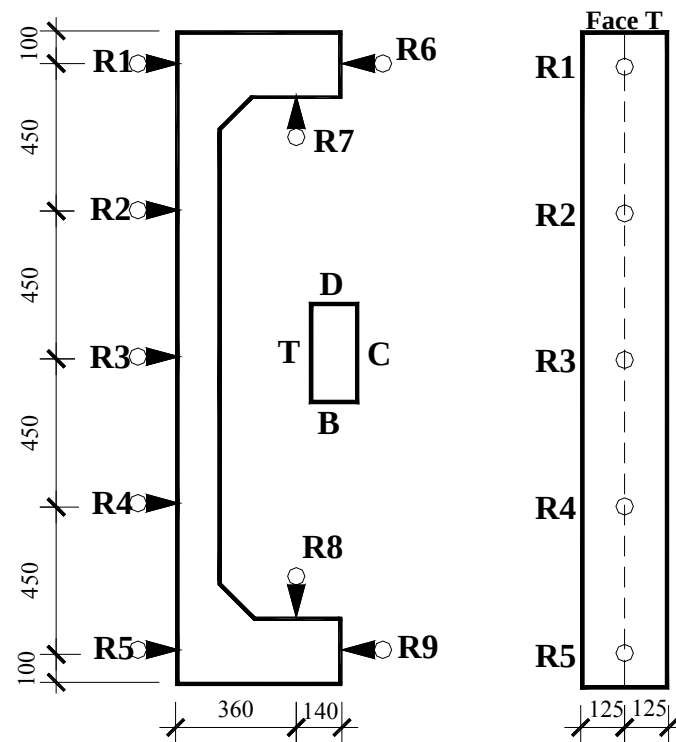
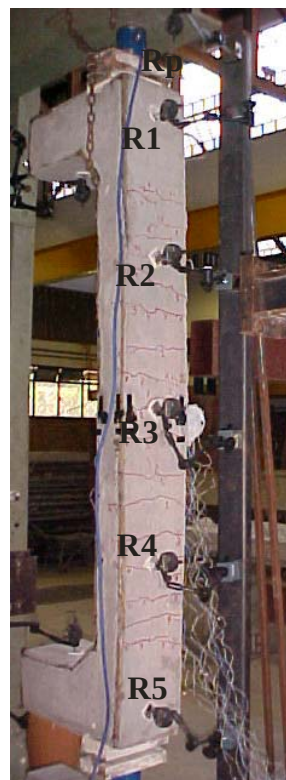


Figura 3.18 – Posicionamento dos relógios comparadores (R1 a R9) nos modelos ensaiados (mm)



(a) faces T e D



(b) faces C e B

Figura 3.19 – Fotografias do pilar instrumentado com relógios comparadores

Antes da ruptura dos pilares, os relógios comparadores eram retirados, evitando o seu estrago devido a uma eventual queda. Para uma leitura complementar do deslocamento horizontal à meia altura dos pilares levados à ruptura, foi utilizado um teodolito. Os detalhes da utilização e do registro da leitura dos deslocamentos através do teodolito estão contidos no anexo A.

O surgimento e o desenvolvimento das fissuras foram observados e registrados continuamente, a cada incremento de carga, usando pincel atômico.

3.4 PROCEDIMENTO DE REFORÇO DOS PILARES

Os pilares a serem reforçados (originais) foram pré-carregados até o início do escoamento da armadura tracionada e depois descarregados e retirados do pórtico de reação. Em seguida, começaram a ser preparados para a realização do reforço.

3.4.1 Escarificação

Foi feita uma escarificação em toda a superfície (substrato) que iria receber o reforço, para a retirada da nata de cimento pré-existente, a fim de tornar essa superfície rugosa o bastante para se ter uma aderência entre o concreto antigo e novo. A escarificação foi feita manualmente, utilizando ponteira e martelo. A Figura 3.20 mostra fotografias da escarificação dos pilares.



Figura 3.20 – Fotografias da escarificação dos pilares

3.4.2 Colagem dos conectores

Após a escarificação, foram feitos furos com broca de 8,0 mm de espessura e 50 mm de profundidade para colocação dos conectores em “U” de aço com 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 50 mm. Terminada esta etapa, foi utilizado um compressor de ar para retirar todo pó de dentro dos furos, que em seguida foram preenchidos com resina epóxica. Antes da colocação dos conectores nos orifícios, também passou-se resina epóxica na região dos conectores que iria ficar ancorada ao substrato, colocando-os imediatamente em suas posições.

A Figura 3.21 apresenta fotografias da colocação dos conectores com colagem epóxica e o pilar original com a forma preparada para receber o novo material.



Figura 3.21 – Fotografia da colagem dos conectores ao pilar e forma preparada para receber o novo material

Devido à concentração de ferragens no pilar original, principalmente nas extremidades, os conectores complementares do reforço ficaram com espaçamentos e tamanhos variados, como mostra a Figura 3.22.

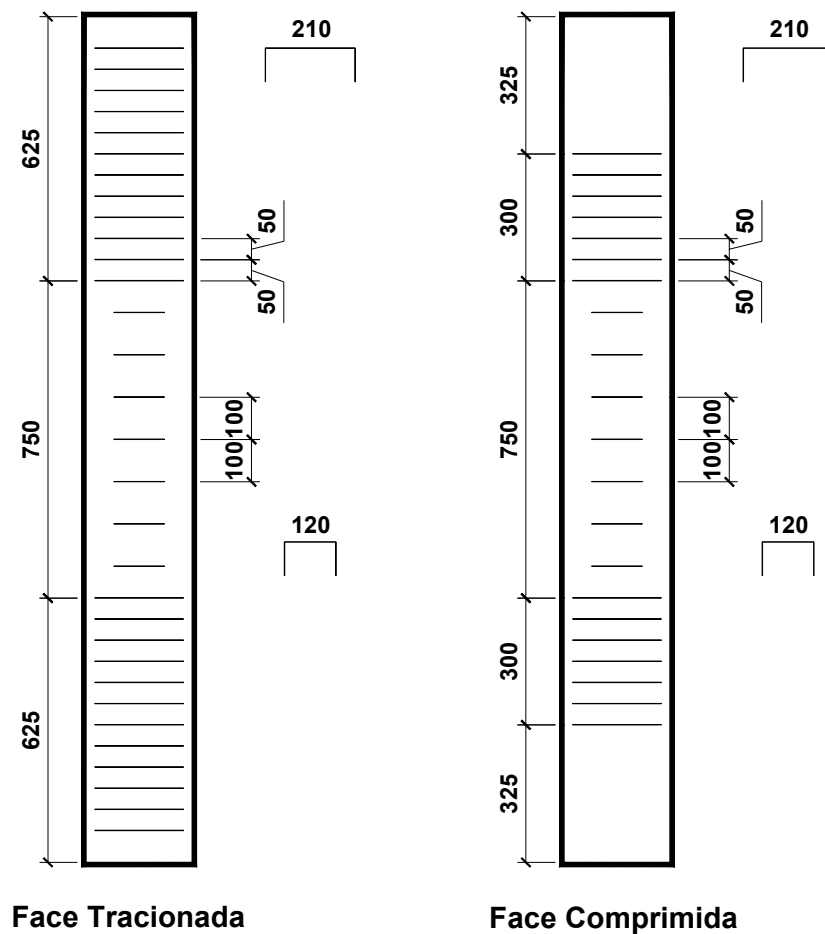
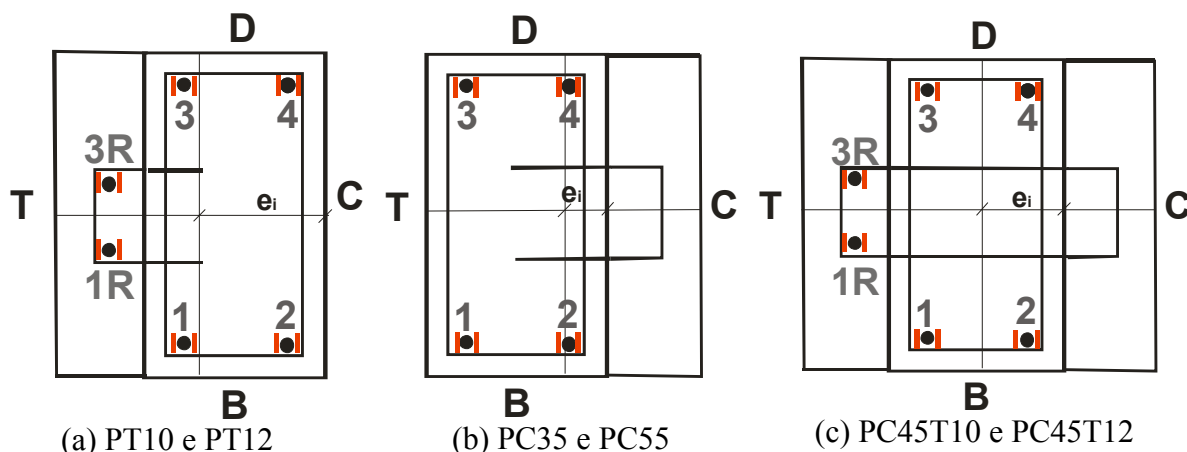


Figura 3.22 – Configuração dos conectores complementares dos pilares reforçados (mm)

3.4.3 Colagem dos extensômetros elétricos na armadura do reforço

Foram colocadas novas barras longitudinais nos pilares P3, P4, P5 e P6. Essas barras foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL, do tipo PA-06-250BA-120-L.

As posições de todos os extensômetros elétricos fixados nas barras de aço, tanto antes quanto após o reforço dos pilares, estão na Figura 3.23 e foram colocados à meia altura do pilar. Para os pilares reforçados PT10 e PT12 esta instrumentação está apresentada na Figura 3.23-a, os pilares PC35 e PC55 estão na Figura 3.23-b e para os demais pilares, a instrumentação está na Figura 3.23-c.



Face T: face tracionada ou menos comprimida; Face C: face comprimida.

Figura 3.23 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares reforçados

3.4.4 Limpeza, saturação e aplicação do material de reforço

Para a retirada de todo material pulverulento, que porventura estivesse depositado nos pilares, foi realizada uma limpeza com água. O substrato foi saturado para que não retirasse água do novo material e não prejudicar a aderência entre os dois materiais. A superfície ficou saturada, mas sem poças de água. Não foi usado qualquer adesivo estrutural na ligação entre o concreto do substrato e o concreto novo.

Como material de reforço utilizou-se o concreto auto-adensável (CAA), composto de cimento Portland, filler (pó-de-brita), areia grossa, brita “0” e aditivos superplastificante e redutor de pega, feito em betoneira e com resistência a compressão nominal de 40 MPa aos 28 dias. O módulo de deformação longitudinal foi igual a 20 GPa, sendo que os pilares originais possuíam concreto com módulo de aproximadamente 28 GPa. Realizaram-se quatro betonadas para completar o volume de concreto necessário.

As Figuras 3.24 e 3.25 mostram, respectivamente, a consistência do CAA, obtida do ensaio de espalhamento, que com a trena mediu-se 75 cm de diâmetro, e como foi feita a sua aplicação.

Todos esses procedimentos de preparação para execução do reforço visavam garantir a aderência entre concreto antigo (substrato) e o material de reforço, para que as peças reforçadas trabalhassem como se fossem monolíticas, com a transferência efetiva dos esforços de um material para o outro na região da junta.



Figura 3.24 – Espalhamento do material de reforço (ensaio de espalhamento)

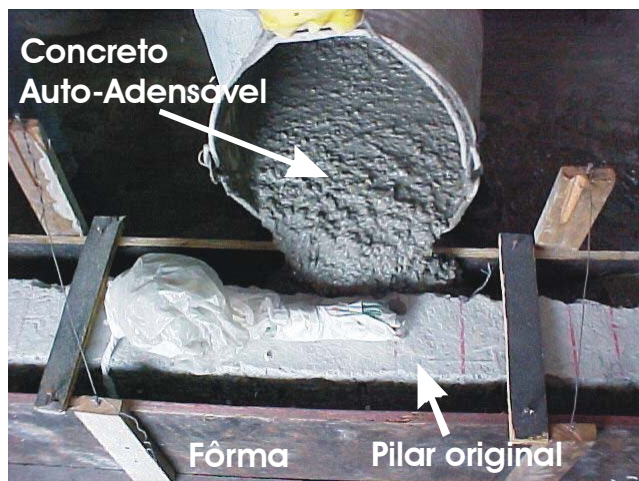
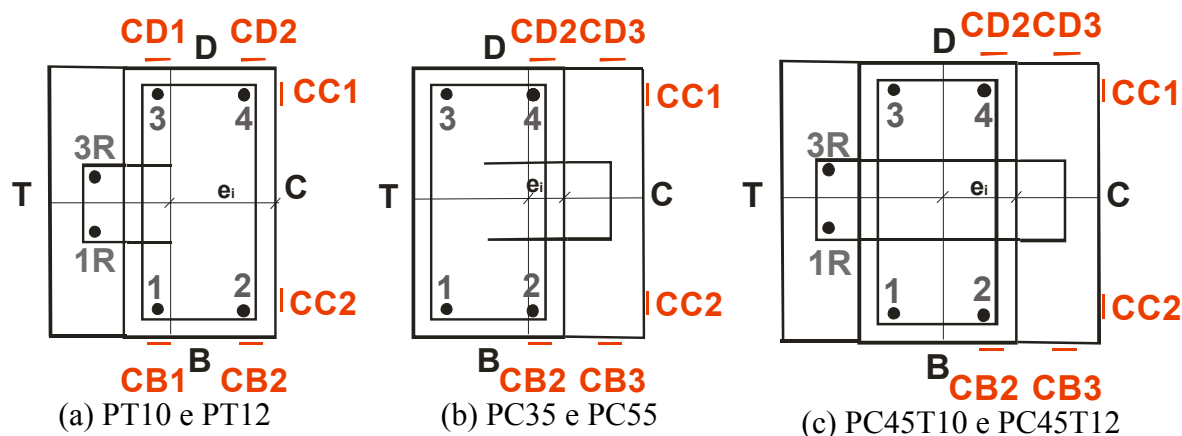


Figura 3.25 – Aplicação do material de reforço

3.4.5 Instrumentação no concreto dos pilares reforçados

Para determinação das deformações no concreto, foram usados extensômetros elétricos de resistência (“strain gauges”), da marca EXCEL, modelo PA-06-201BA-120-L. As posições onde foram efetuadas as leituras são mostradas na Figura 3.26, foram colocados à meia altura do pilar e alinhados com as armaduras. Para os pilares reforçados PT10 e PT12, esta instrumentação está apresentada na Figura 3.26-a, os pilares PC35 e PC55 estão na Figura. 3.26-b e para os demais pilares reforçados, a instrumentação está na Figura 3.26-c.



Face T: face tracionada ou menos comprimida; Face C: face comprimida.

Figura 3.26 – Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras das armaduras dos pilares reforçados

3.5 MATERIAIS

3.5.1 Concreto

Foram realizadas três concretagens, sendo moldados seis pilares (P1, P2, P3, P4, P5 e P6) na primeira, dois (P7 e P8) na segunda e todos os reforços na terceira concretagem, esta última foi com concreto auto-adensável.

Foi utilizado concreto usinado, dosado para atingir uma resistência média à compressão de 30 MPa aos 28 dias. Como material de reforço, utilizou-se o concreto auto-adensável (CAA), composto, de cimento Portland, filler (pó-de-brita), areia grossa, brita “0” e aditivos superplastificante e redutor de pega, com resistência nominal à compressão aos 28 dias de 40 MPa. A Tabela. 3.2 apresenta a proporção dos materiais, por metro cúbico de concreto utilizado no substrato e no reforço.

Para a realização do ensaio de resistência à compressão, romperam-se corpos de prova em várias idades, sendo duas amostras por idade, para a obtenção da curva de resistência do material ao longo do tempo (Figuras 3.27 e 3.28). Interpolados os valores das curvas da Figura 3.27, foram obtidos os valores da resistência à compressão do concreto na data do ensaio de cada pilar, conforme Tabela 3.3. Os valores da resistência à compressão, somente da camada de concreto utilizado no reforço, na data de cada ensaio, estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.2 – Proporção dos materiais do substrato e do reforço por m³ de concreto

Materiais	Substrato	Reforço (CAA)
	Quantidade (p/m ³)	Quantidade (p/m ³)
Cimento	310 kg	539 kg
Areia Natural Fina - Grossa	155 kg - 233 kg	0 kg - 191 kg
Areia Artificial	497 kg	-
Fíller (pó-de-brita)	-	355 kg
Brita 0 - 1	388 kg - 619 kg	1043 kg - 0 kg
Água	155 ℓ	223 ℓ
Superplastificante	-	3,77 kg (1,4% sobre cimento)
Aditivo Retardador de Pega	2,17ℓ	1,08 kg (0,7% sobre cimento)
	“Slump” (95 ± 10) mm	Ensaio de espalhamento = 75 cm

Resistência a Compressão da 1ª e 2ª concretagens

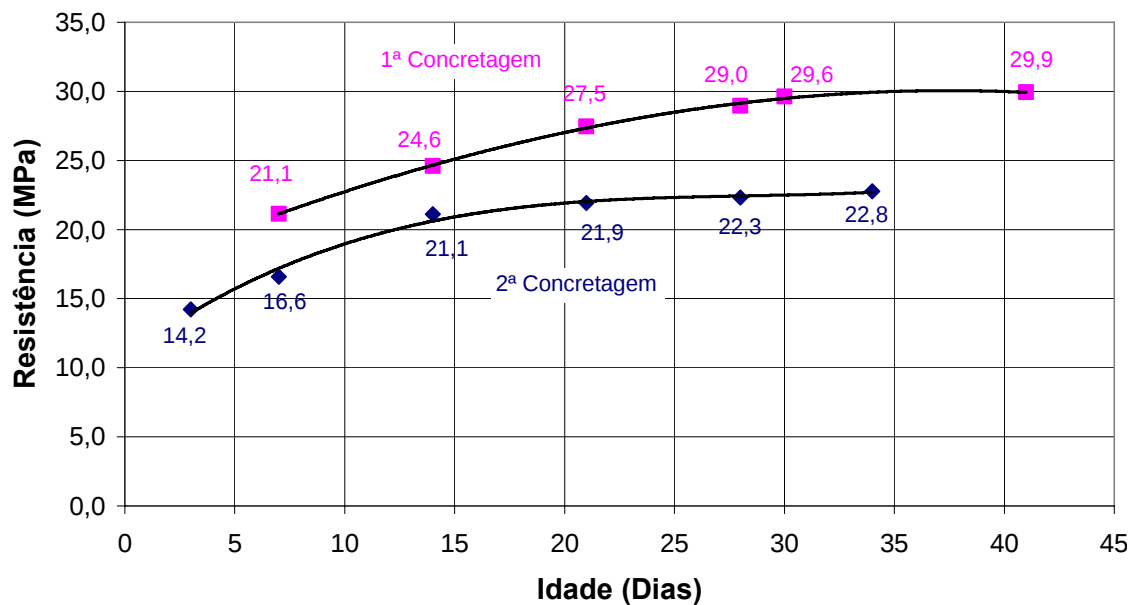


Figura 3.27 - Curvas de resistência à compressão do concreto da 1ª e 2ª concretagens

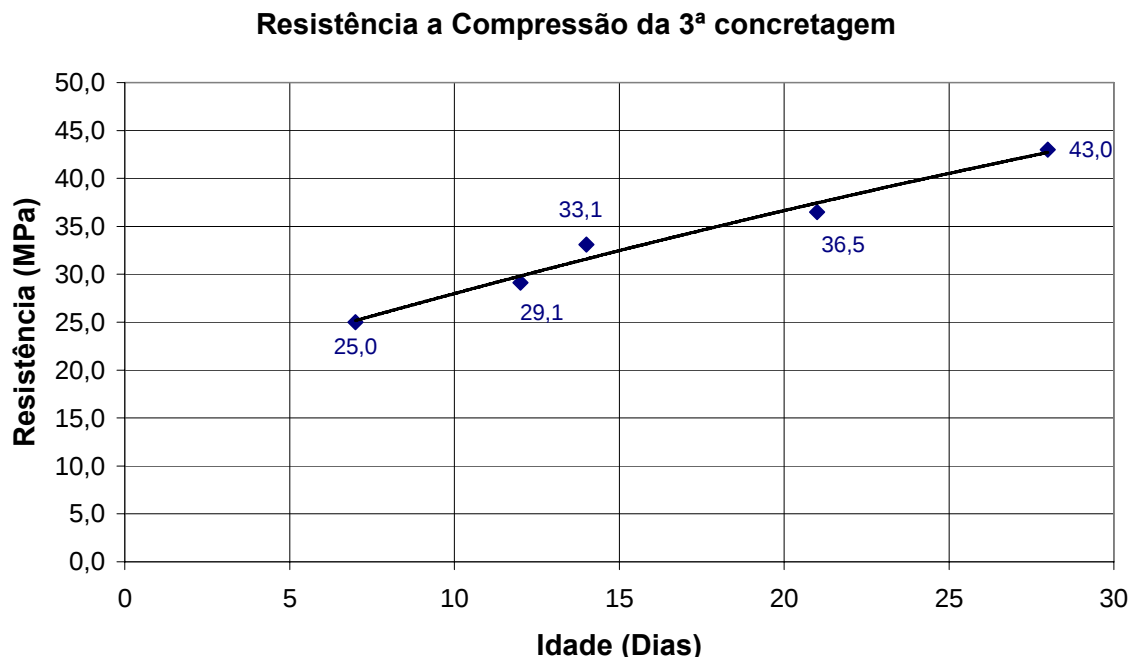


Figura 3.28 - Curva de resistência à compressão do concreto da 3ª concretagem (reforço)

Tabela 3.3 - Resistência à compressão do concreto do substrato na data do ensaio

Concretagem	Pilar	Idade (dias)	f_c (MPa)
1ª	P1	64	30,5
	P2	69	30,6
	P3	70	30,7
	P4	72	30,7
	P5	75	30,7
	P6	76	30,8
2ª	P7	70	25,1
	P8	77	25,1

Tabela 3.4 - Resistência à compressão do concreto do reforço na data do ensaio

Pilar	Idade (dias)	f_c (MPa)
PT10	28	43,0
PT12	30	44,1
PC45T10	31	44,8
PC45T12	32	45,5
PC35	33	46,2
PC55	34	46,8

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade foram realizados apenas aos 28 dias. Os valores obtidos foram os seguintes:

$$\begin{aligned}
 & \text{- 1ª Concretagem: } \begin{cases} f_{ct} = 3,4 \text{ MPa} \\ E_c = 28,7 \text{ GPa} \end{cases} & \text{- 2ª Concretagem: } \begin{cases} f_{ct} = 2,1 \text{ MPa} \\ E_c = 19,7 \text{ GPa} \end{cases} \\
 & \text{- 3ª Concretagem (Reforço com CAA): } \begin{cases} f_{ct} = 3,7 \text{ MPa} \\ E_c = 20,1 \text{ GPa} \end{cases}
 \end{aligned}$$

3.5.2 Aço

Para obtenção das propriedades mecânicas do aço utilizado nos pilares, ensaiaram-se duas amostras para cada diâmetro (5,0 mm, 10 mm e 12,5 mm) que compõem as armaduras transversal e longitudinal dos pilares originais e reforçados. Determinaram-se, por meio dos dados de ensaio, as tensões, a deformação de escoamento e a tensão de ruptura. Considerou-se como tensão e deformação de escoamento o valor médio obtido para cada grupo de barras de mesmo diâmetro.

Os diagramas tensão x deformação, obtidos nos ensaios de tração das amostras retiradas das barras de aço de 5,0 , 10,0 e 12,5 mm de diâmetro, encontram-se, respectivamente, nas Figuras 3.29, 3.30 e 3.31.

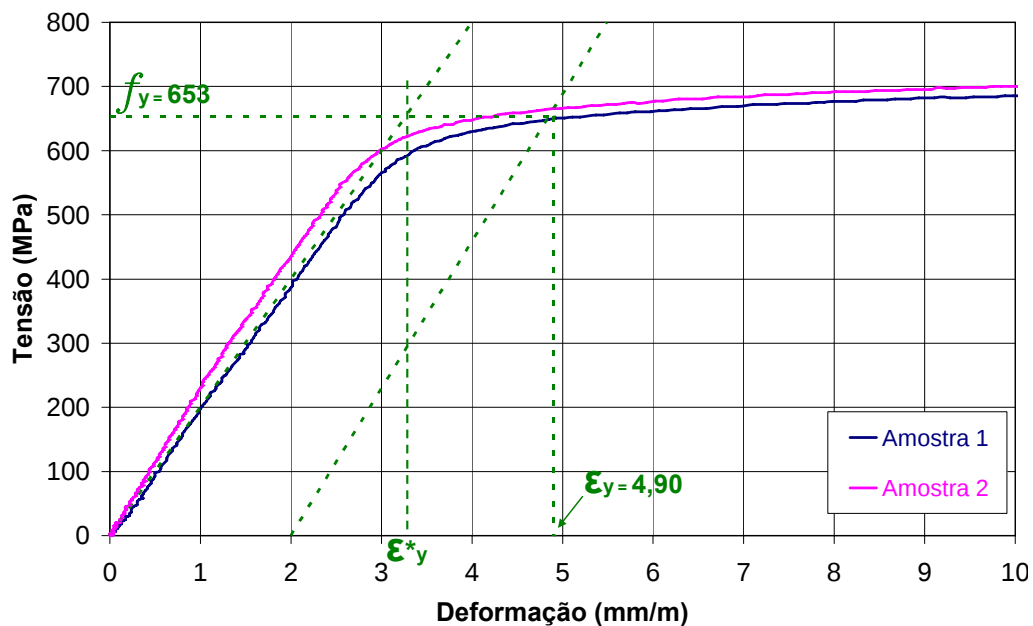


Figura 3.29 - Curvas tensão x deformação da armadura de 5,0 mm de diâmetro

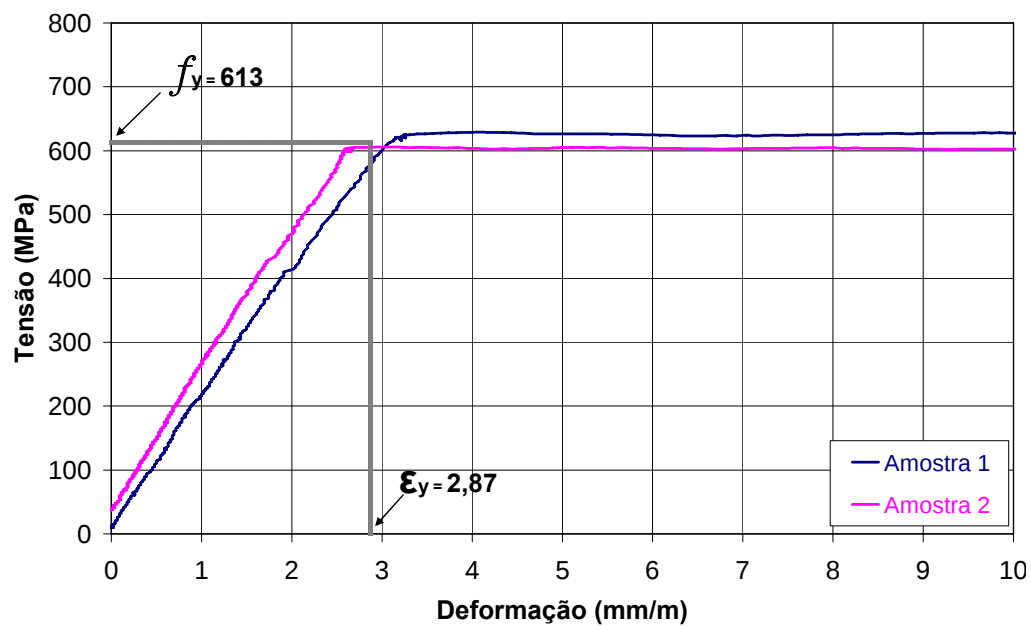


Figura 3.30 - Curva tensão x deformação da armadura de 10,0 mm de diâmetro

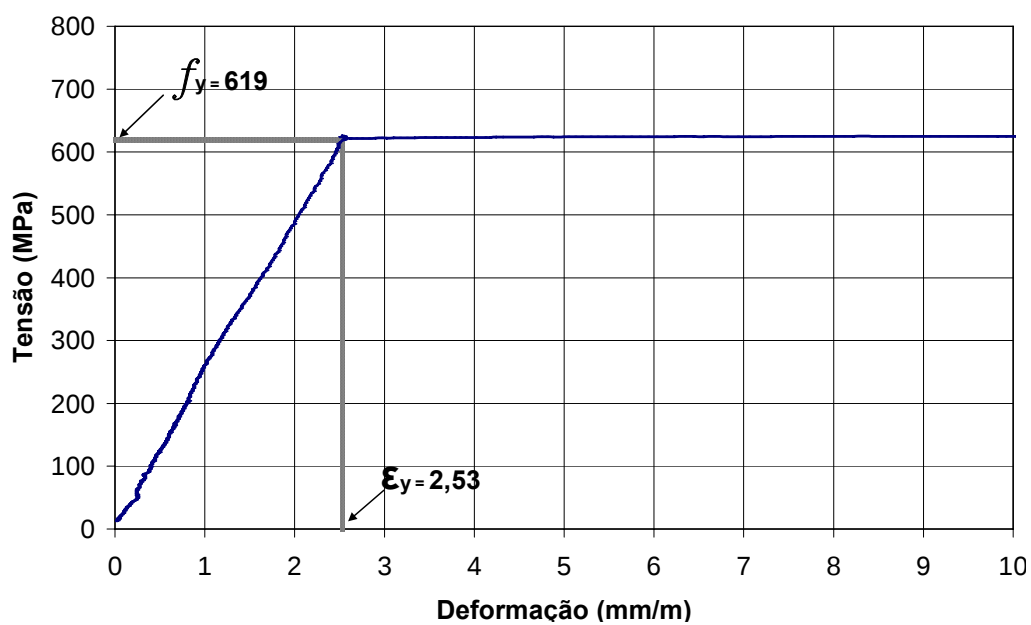


Figura 3.31 - Curva tensão x deformação da armadura de 12,5 mm de diâmetro

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os seguintes resultados experimentais obtidos nos ensaios dos pilares: deslocamentos horizontais e verticais, deformações no aço e no concreto, fissuração, cargas e modos de ruptura. Os resultados da caracterização dos materiais estão no item 3.5 do presente trabalho.

4.1 RESULTADOS DOS PILARES ORIGINAIS E DE REFERÊNCIA

4.1.1 Deslocamentos horizontais e verticais

Foram posicionados nove relógios ao longo de toda a face tracionada (Face T) dos pilares, inclusive na região dos consolos. Além da leitura dos relógios comparadores, foi feita leitura de teodolito em cada peça que foi à ruptura, na posição central do comprimento do pilar (posição do relógio R3). Todos os deslocamentos medidos nos pilares de referência e originais a serem reforçados (P1 a P8) aumentaram com o acréscimo do carregamento, com exceção dos deslocamentos medidos na extremidade superior do pilar (relógios R1 e R6) e os maiores valores foram encontrados na posição do relógio R3, como mostra as Figuras 4.1 a 4.9.

Durante os ensaios, observou-se deslocamentos no pórtico de reação de até 2,4 mm para uma carga de 110 kN no pilar, problema este que foi resolvido apertando os parafusos do mesmo, o que justifica os comportamentos distintos entre os pilares originais, que serão mostrados mais adiante, apesar de terem as mesmas características. Com isso, os pilares P7 e P8, que foram ensaiados após o aperto dos parafusos do pórtico, tiveram comportamentos diferentes em relação aos demais, apresentando mais rotações do que deslocamentos em seus consolos, houve simetria dos deslocamentos horizontais na direção longitudinal. As diferenças de deslocamentos registrados no relógio situado no topo da peça (R1) com o da base (R5), ficaram em torno de 19%, enquanto que nos outros pilares,

ensaiados antes do aperto dos parafusos da estrutura de reação, essa diferença ficou acima de 84%. Os detalhes do procedimento e os resultados dos deslocamentos do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos da estrutura de reação, estão no anexo C.

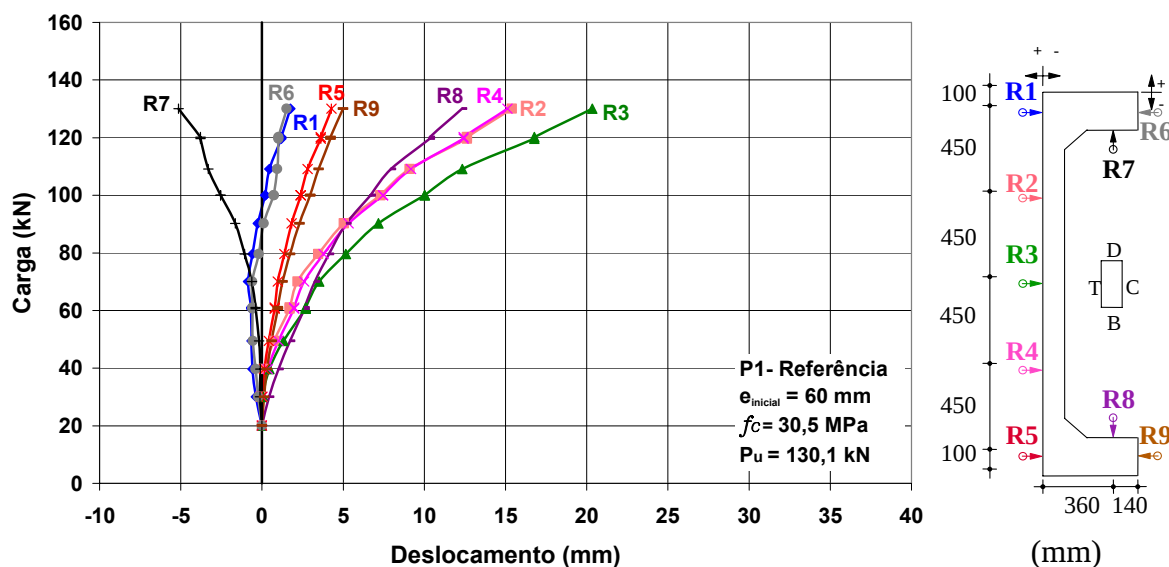


Figura 4.1 – Diagramas carga x deslocamento do pilar P1 (Referência)

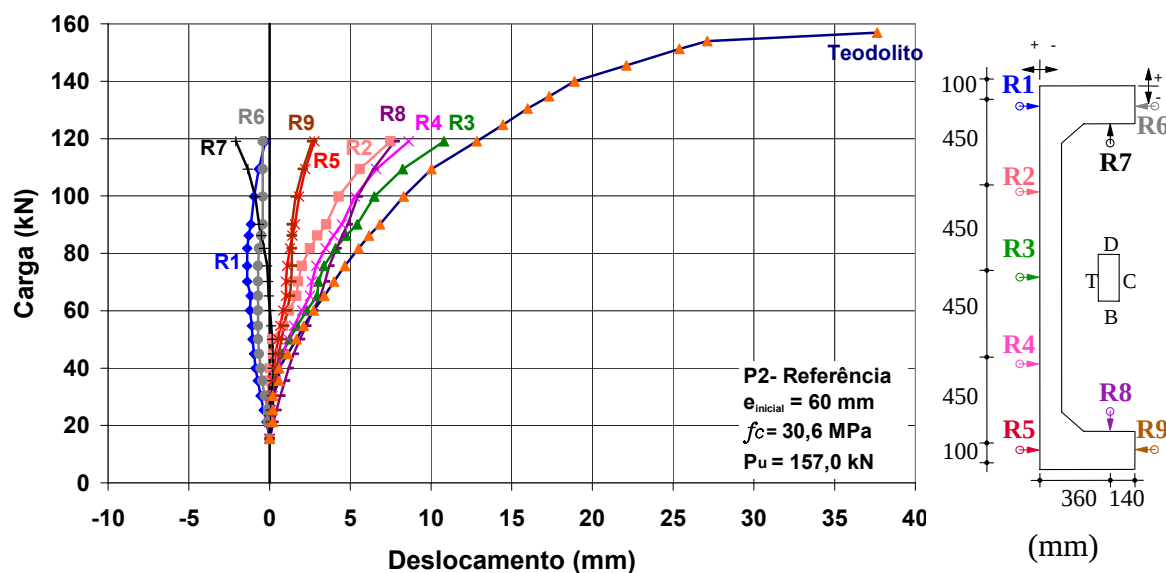


Figura 4.2 – Diagramas carga x deslocamento do pilar P2 (Referência)

No pilar P2, a partir da carga de 120 kN, os relógios foram retirados, fazendo-se leituras dos deslocamentos apenas com teodolito na posição do relógio R3, como ilustra

a Figura 4.2. Procedimento semelhante a este foi feito em todos os pilares levados à ruptura.

Os pilares de referência (P1 e P2) registraram deslocamentos horizontais máximos de 20,35 e 37,63 mm, respectivamente. As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam os diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares P1 e P2, respectivamente. Para a carga de 120 kN, correspondente à 92,2 % da carga de ruptura do pilar P1, o relógio R5, posicionado na região inferior da face T, registrou deslocamento 3 vezes maior que o posicionado na região superior (R1). Para a mesma carga de 120 kN, correspondente à 76,4 % da carga de ruptura do pilar P2, o relógio posicionado na região inferior da face T, R5, registrou deslocamento superior à 10 vezes ao posicionado na região superior (R1).

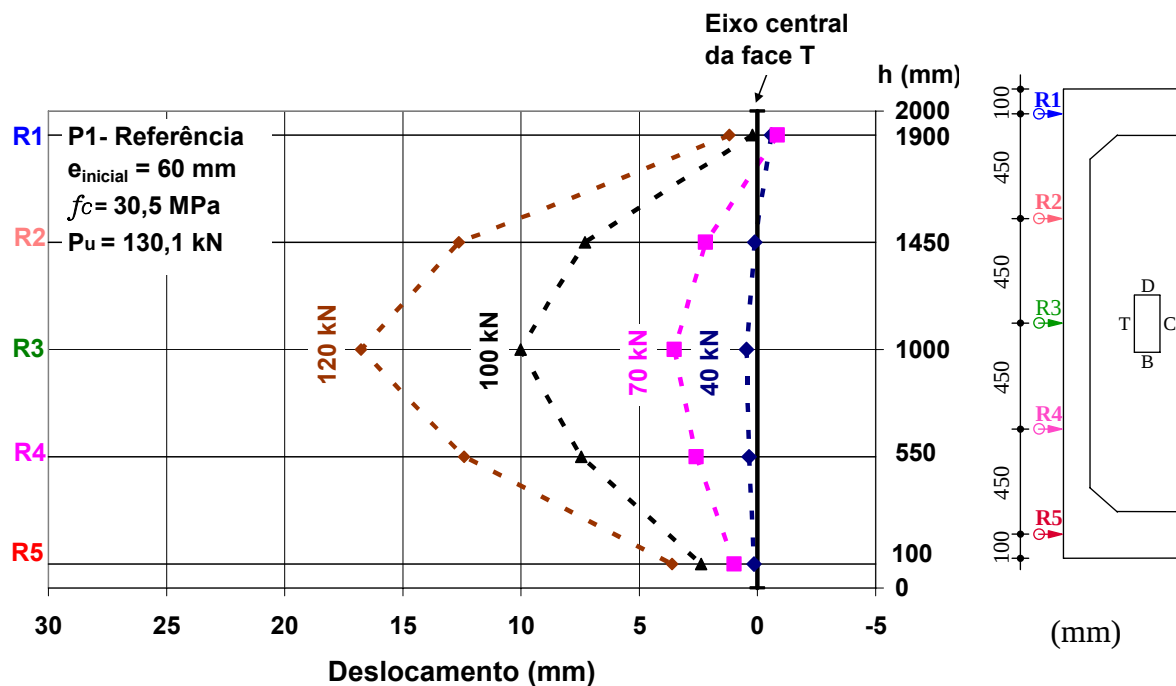


Figura 4.3 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T do pilar P1 (Referência)

O pilar P1 apresentou semelhança entre os deslocamentos registrados pelos relógios R2 e R4, com 15,38 mm de deslocamento na carga de ruptura. Entre os deslocamentos registrados pelos relógios R1 e R6, desde o início do ensaio apresentaram deslocamentos no sentido contrário ao dos deslocamentos do relógio R3. A partir da carga de 90 kN, passaram a apresentar deslocamentos horizontais de mesmo sentido que R3, registrando o valor máximo de 1,75 mm (Figura 4.1). Observa-se semelhança entre os

deslocamentos registrados pelos relógios R5 e R9, posicionados no consolo inferior do pilar.

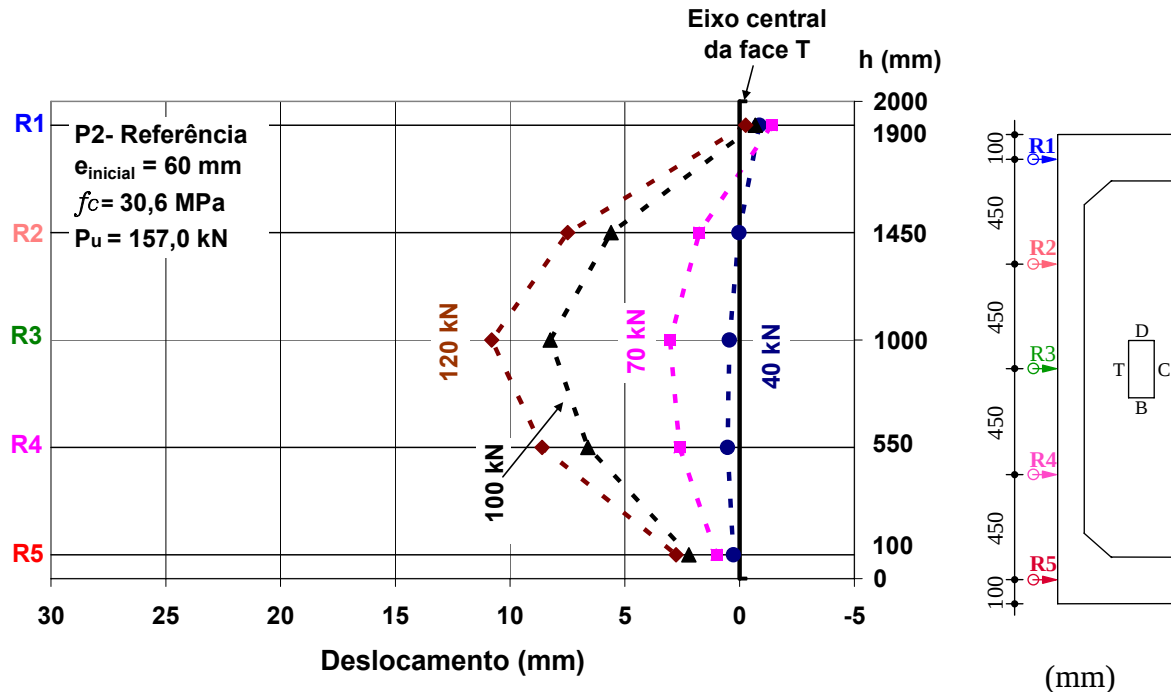


Figura 4.4 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T do pilar P2 (Referência)

No pilar P2, os deslocamentos registrados pelos relógios R2 e R4 também foram semelhantes, apresentando uma diferença máxima de 15 % para carga de 120,0 kN. Os relógios R1 e R6 registraram deslocamentos negativos (direção contrária aos deslocamentos da posição do relógio R3) desde o início do ensaio até 76,4 % da carga de ruptura. Na Figura 4.2, observa-se que os relógios R5 e R9 tiveram deslocamentos semelhantes.

A Figura 4.5 apresenta os diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares a serem reforçados à 70 kN. Observa-se, nessa figura que para a carga de 70 kN, os relógios do pilar P5 apresentaram semelhanças com os deslocamentos registrados no pilar P6. Outros pilares que apresentaram deslocamentos semelhantes entre si, para esta carga, foram os pilares P7 e P8, sendo o P3 similar a estes, com exceção nos deslocamentos registrados pelo relógio R1. Os relógios R4 e R5, do pilar P4, registraram deslocamentos semelhantes aos dos pilares P3, P7 e P8, e os deslocamentos dos relógios R1, R2 e R3 não foram iguais a nenhum dos pilares originais a serem reforçados.

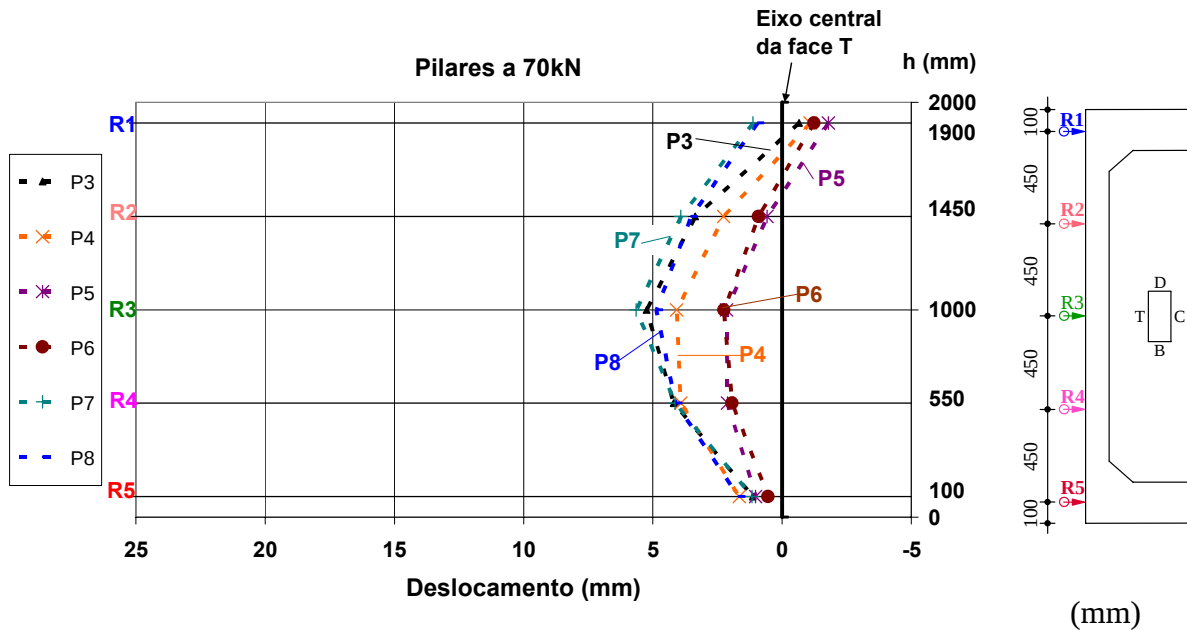


Figura 4.5 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares a serem reforçados à 70 kN

A Figura 4.6 apresenta os diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares a serem reforçados à 110 kN. Observa-se, nessa figura que para a carga de 110 kN os relógios do pilar P5 apresentaram deslocamentos próximos com os deslocamentos registrados no pilar P6, com diferença máxima de 11 % na posição do relógio R3. Outros pilares que apresentaram deslocamentos próximos entre si, nessa carga, foram os pilares P3, P4 e P8, com diferença de deslocamento considerável na posição do relógio R1, correspondente a 92 % a mais para o P8. O pilar P7 foi o que apresentou maiores deslocamentos ao longo do seu comprimento, não aproximando de nenhum dos outros pilares originais do reforço.

As Figuras 4.7 e 4.8 mostram os diagramas da carga x deslocamento horizontal máximo (R3) de todos os pilares originais do reforço, inclusive os deslocamentos durante o descarregamento. Os diagramas foram separados em dois grupos, para melhorar a visualização. Observa-se, nestas figuras, que os pilares apresentaram deslocamentos horizontais máximos entre $0,23e_{inicial}$ e $0,38e_{inicial}$.

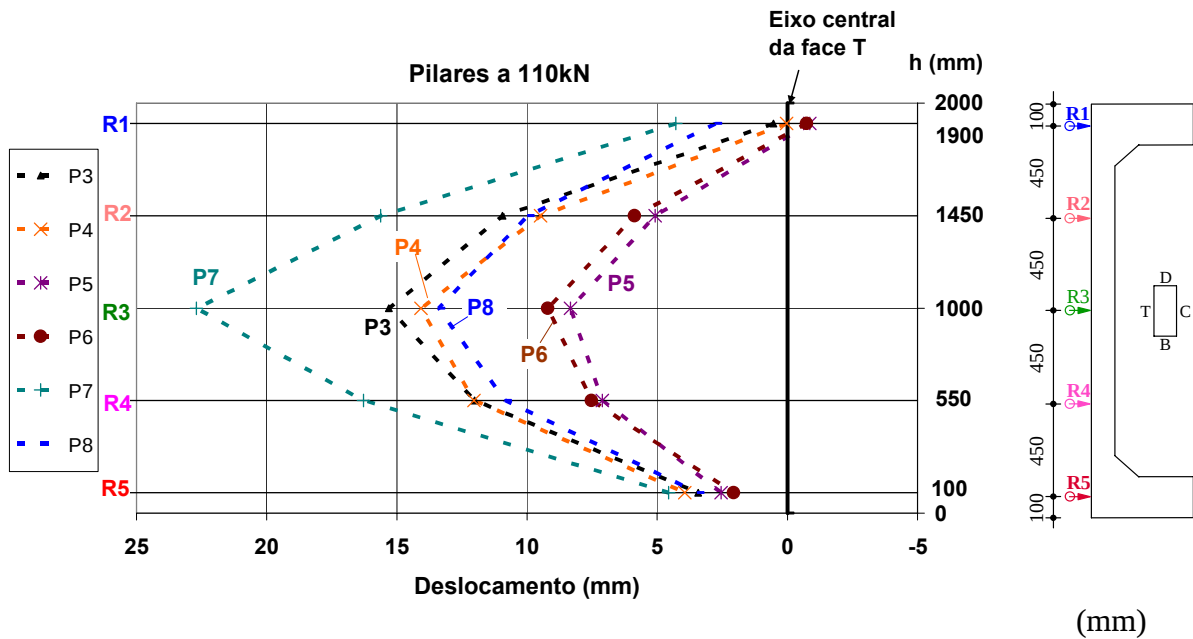


Figura 4.6 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares a serem reforçados à 110 kN

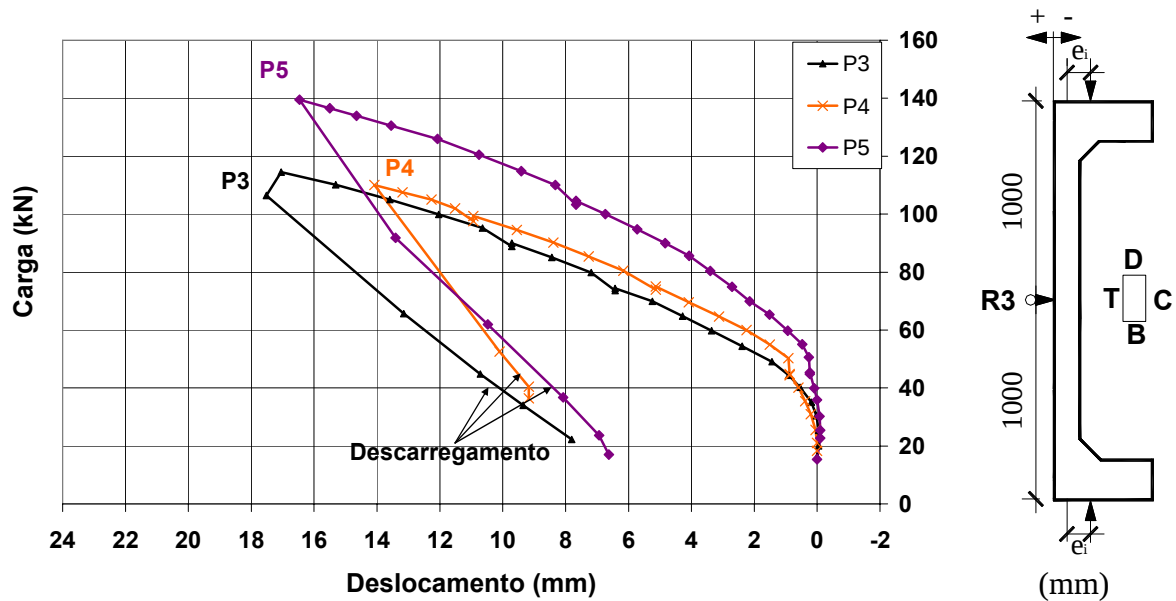


Figura 4.7 – Deslocamento horizontal à meia altura dos pilares P3, P4 e P5

Os pilares originais, P3, P4 e P5 registraram deslocamentos horizontais máximos de 17,05, 14,08 e 16,47 mm, respectivamente, sendo o P5 com maior carga de parada (139,45 kN) entre os pilares originais. Os pilares P6, P7 e P8 registraram deslocamentos horizontais máximos à meia altura, de 14,94, 22,71 e 19,02 mm,

respectivamente, sendo o P7 com a menor carga de parada (108,45 kN) entre os pilares originais.

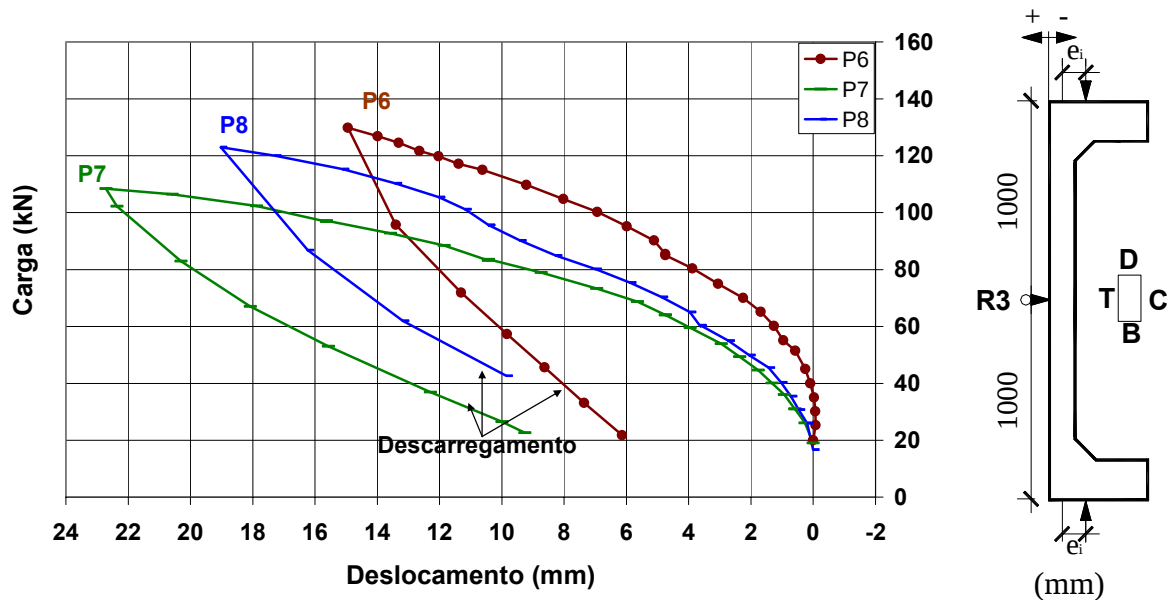


Figura 4.8 – Deslocamento horizontal à meia altura dos pilares P6, P7 e P8

4.1.2 Deformações específicas na armadura

As quatro barras longitudinais de 10 mm dos pilares foram instrumentadas, sendo as deformações da face tracionada ou menos comprimida (Face T), obtidas pelos extensômetros 1 e 3, enquanto que os extensômetros 2 e 4 mediram as deformações nas armaduras da face comprimida (Face C).

As barras de aço tracionadas dos pilares de referência, P1 e P2, atingiram o escoamento, pois apresentaram deformações maiores que as de escoamento obtidas a partir dos ensaios de caracterização dos aços. Para estes pilares, foram registradas deformações máximas de 3,13 e 4,36 mm/m, respectivamente. Para as armaduras mais próximas à face comprimida, foram registradas deformações máximas de compressão, em módulo, de 1,10 e 0,45 mm/m, respectivamente, para os pilares P1 e P2, conforme ilustram as Figuras 4.9 e 4.10. Os resultados destes gráficos representam a média dos valores dos extensômetros colados em cada barra.

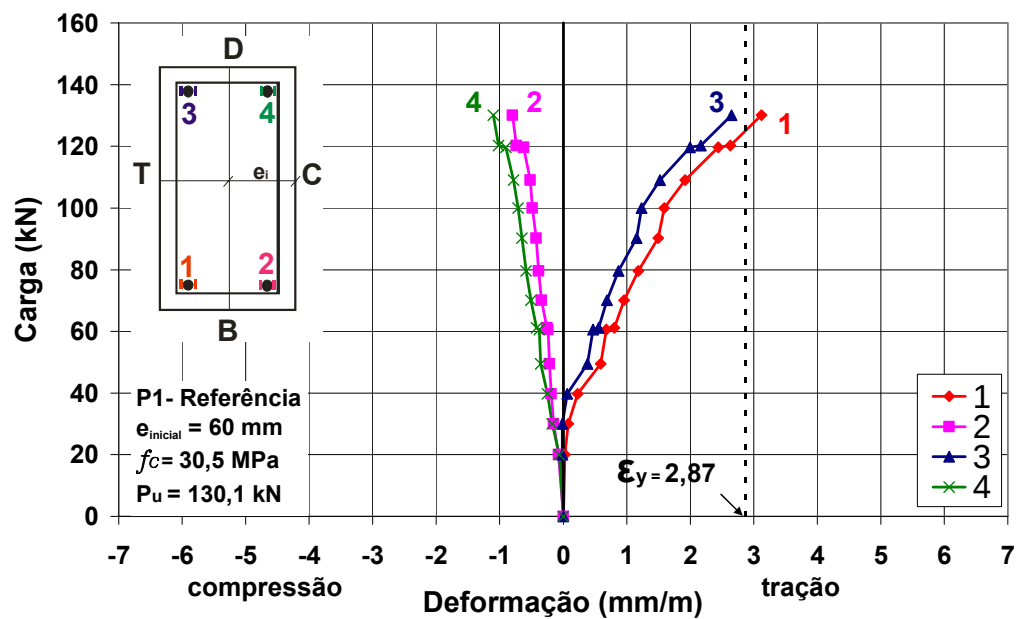


Figura 4.9 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P1

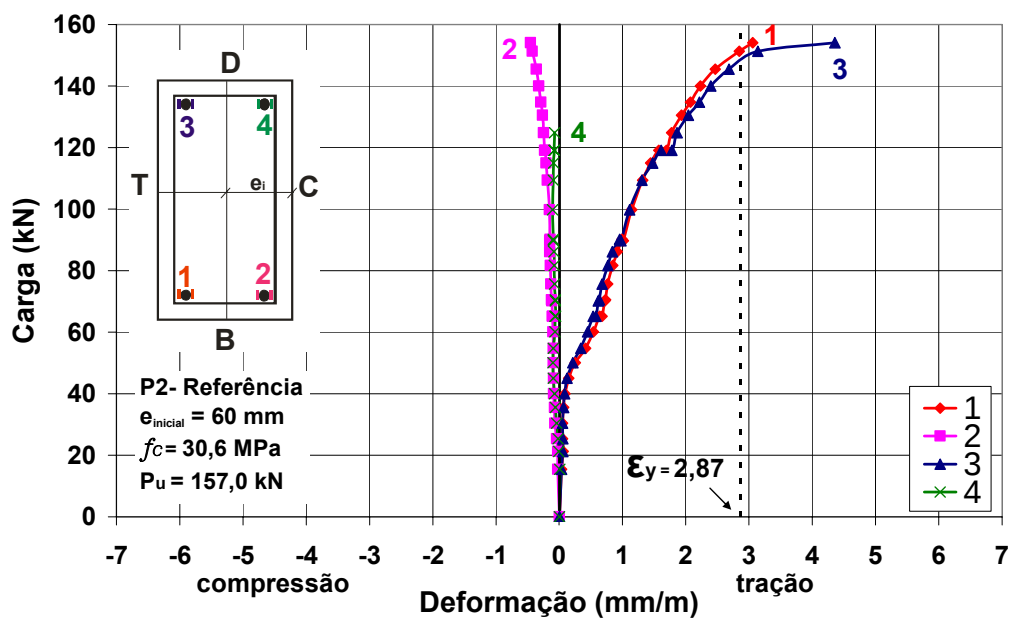


Figura 4.10 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar P2

Observa-se, nas curvas das Figuras 4.9 e 4.10, que as barras de aço tracionadas dos pilares P1 e P2, os aços tracionados apresentaram mudanças de inclinação a partir da carga de 40 e 45 kN, com deformação de aproximadamente 0,20 e 0,12 mm/m, respectivamente. Até estas cargas, as curvas representam a fase elástica do pilar, que termina com o início do aparecimento de fissuras. Para o pilar P1, a partir da carga de 40

kN até a carga de ruptura (130,1 kN), essas curvas representam a fase elasto-plástica do pilar, não podendo ser observada a fase plástica. Para o pilar P2, a partir da carga de 45 kN até 151 kN, com deformação de aproximadamente 1,87 mm/m, essas curvas representam a fase elasto-plástica do pilar, tendo a fase plástica entre a carga de 151 kN e a carga de ruptura (157,0 kN).

As Figuras 4.11 e 4.12 mostram os gráficos carga x deformação da armadura tracionada de todos os pilares originais do reforço, inclusive as deformações durante o descarregamento. Essas deformações são as médias entre os extensômetros 1 e 3. Devido motivos de segurança nos ensaios, não foi possível registrar valores do descarregamento até a carga zero, porque o pilar tinha que continuar pressionado para não tombar. Observa-se, nessas figuras, que os pilares apresentaram deformações máximas maiores ou iguais a 2,20 mm/m.

Os pilares originais P3, P4 e P5 registraram deformação máxima de 2,36, 2,40 e 2,30 mm/m, respectivamente. Os pilares P6, P7 e P8 registraram deformação máxima de 2,20, 2,25 e 2,45 mm/m, respectivamente. Observa-se nas Figuras 4.11 e 4.12, para todos os pilares originais, que para uma carga entre 40 a 60 kN, houve mudança na inclinação das curvas, indicando o aparecimento de fissuras.

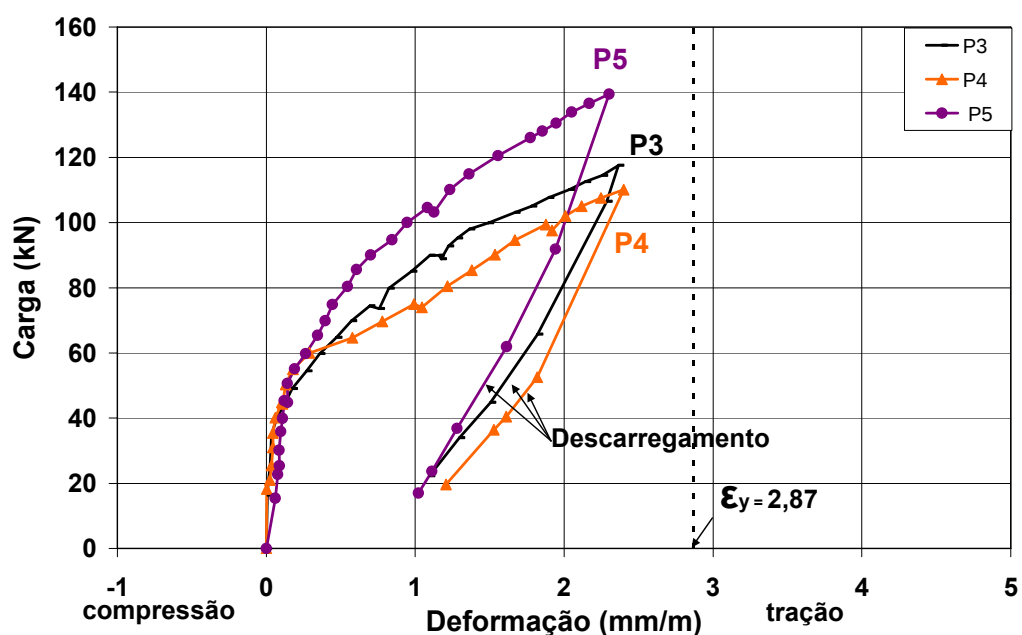


Figura 4.11 – Curvas carga x deformação da armadura tracionada dos pilares P3, P4 e P5

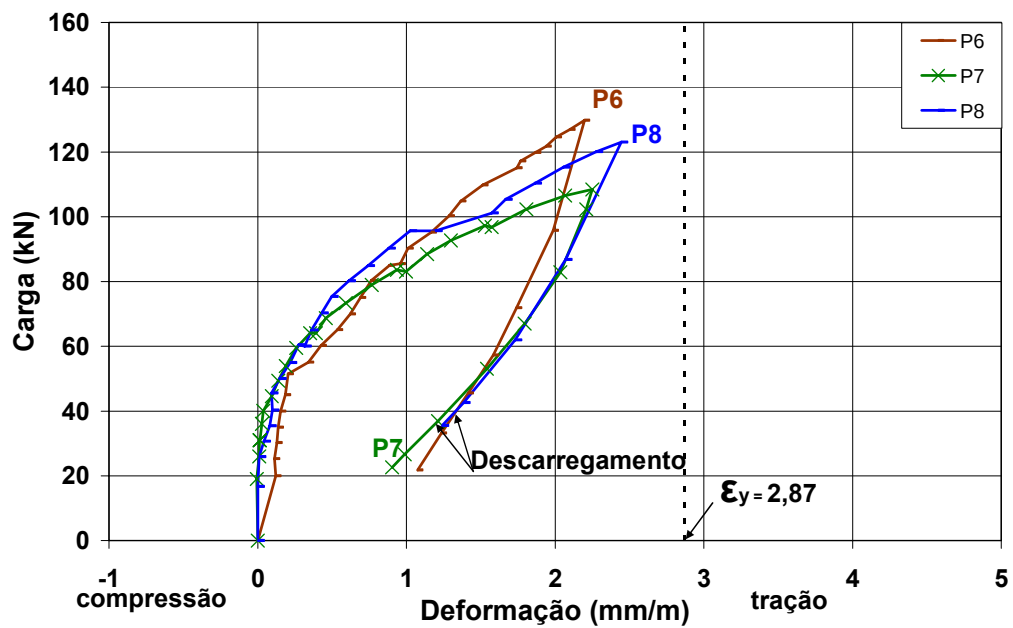


Figura 4.12 – Curvas carga x deformação da armadura tracionada dos pilares P6, P7 e P8

As Figuras 4.13 e 4.14 mostram os diagramas da carga x deformação no aço da face comprimida de todos os pilares originais, inclusive as deformações durante o descarregamento. Observa-se nestas Figuras, que os pilares apresentaram, em módulo, deformações máximas maiores ou iguais a 0,30 mm/m.

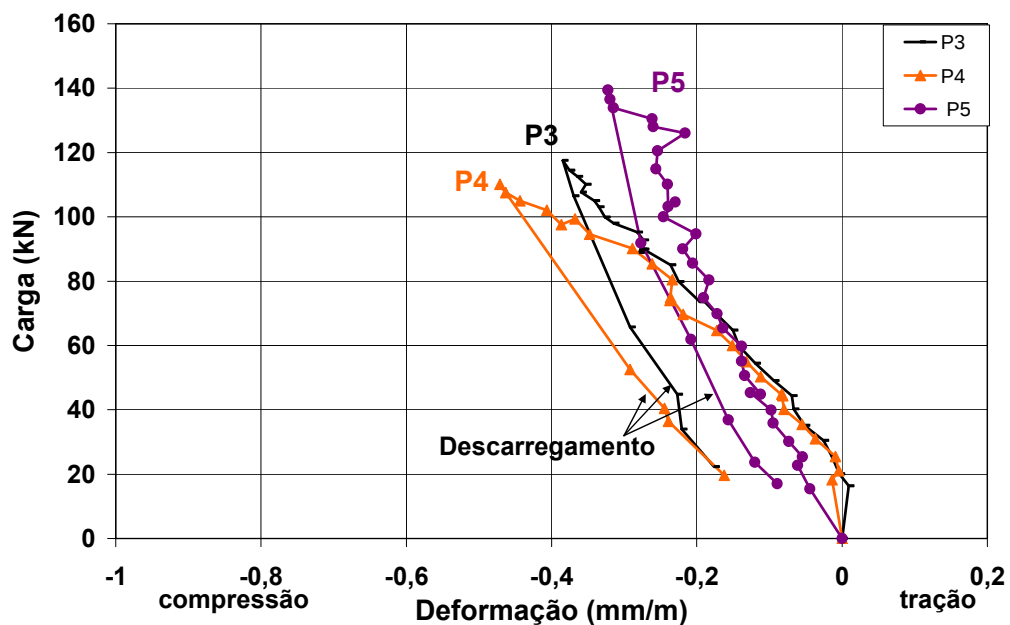


Figura 4.13 – Curvas carga x deformação no aço da face comprimida dos pilares P3, P4 e P5

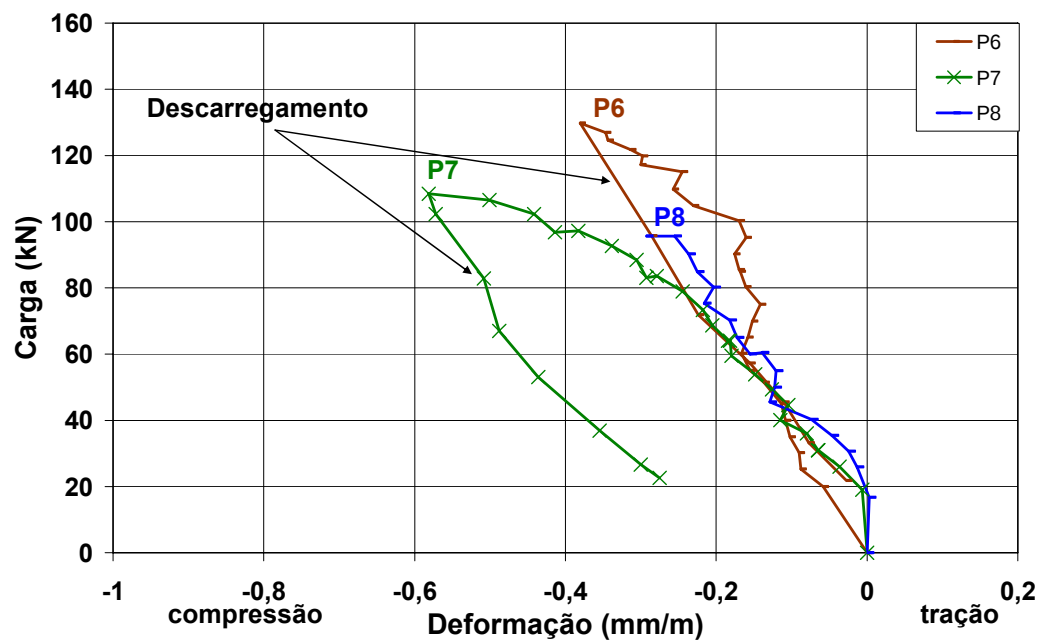


Figura 4.14 – Curvas carga x deformação no aço da face comprimida dos pilares P6, P7 e P8

Os pilares originais do reforço, P3, P4 e P5, registraram deformações máximas, em módulo, de 0,38, 0,47 e 0,32 mm/m, respectivamente. Os pilares P6 e P7 registraram deformações máximas, em módulo, de 0,38 e 0,58 mm/m, respectivamente. No pilar P8, os extensômetros registraram deformações apenas até 78 % da carga de parada ($P_p = 123$ kN) deste pilar, que foi de 0,30 mm/m, em módulo.

Considerando a deformação de escoamento do aço igual à tração e à compressão ($\varepsilon_y = 2,87$ mm/m), as armaduras tracionadas e comprimidas não escoaram. Entretanto, a deformação para o aço tracionado foi de, aproximadamente, 81% do escoamento, conforme o critério de parada do carregamento.

4.1.3 Deformações específicas do concreto

Para a determinação das deformações do concreto dos pilares, foram fixados oito extensômetros, dois em cada face do pilar, para a seção transversal situada no meio do vão da peça. Todos os extensômetros colados nas faces tracionadas não tiveram bom funcionamento, devido à fissuração do concreto; por isso, os resultados desses e de outros extensômetros, danificados durante o ensaio, não foram mostrados.

As Figuras 4.15 e 4.16 apresentam as curvas carga x deformação do concreto dos pilares P1 e P2, respectivamente. Nas curvas da Figura 4.15, pode-se observar que para o pilar P1, a partir da carga de 40 kN até a carga de ruptura (130,1 kN), estas curvas representam a fase elasto-plástica do pilar, não podendo ser observado a fase plástica. Observa-se, na Figura 4.16, que para o pilar P2, a partir da carga de 45 kN até 151,0 kN, estas curvas representam a fase elasto-plástica do pilar, tendo a fase plástica entre a carga de 151 kN e a carga de ruptura (157,0 kN).

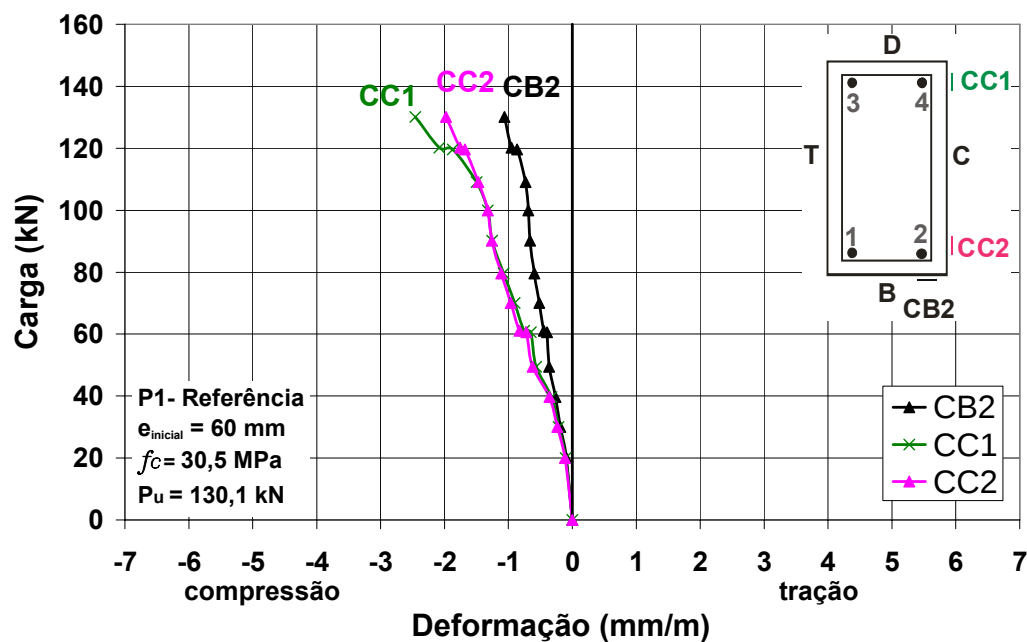


Figura 4.15 – Curvas carga x deformação do concreto nas faces C e B do pilar P1

Pode-se observar, na Figura 4.16, que o P2 apresentou um aumento de deformações nos últimos estágios de carregamento, indicando esmagamento do concreto comprimido da face comprimida (face C). A deformação máxima, em módulo, registrada pelos extensômetros dos pilares P1 e P2 foi de 2,45 e 4,69 mm/m, respectivamente, para uma carga correspondente a 99% da carga de ruptura do pilar P1 e à carga de ruptura de 157,0 kN do pilar P2. O esmagamento do concreto do pilar P1 foi somente constatado visualmente.

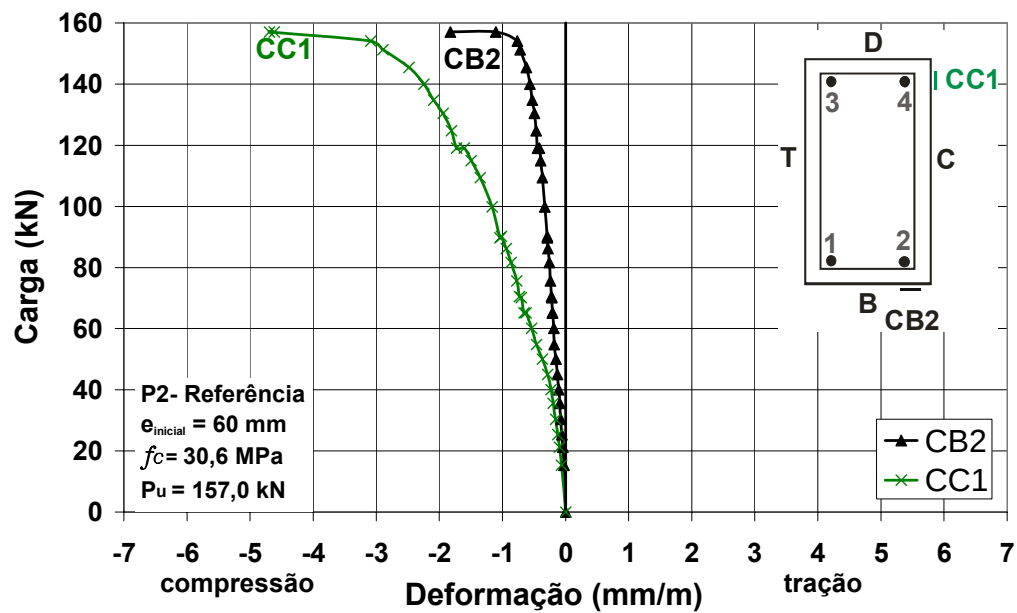


Figura 4.16 – Curvas carga x deformação do concreto nas faces C e B do pilar P2

As Figuras 4.17 e 4.18 mostram os diagramas da carga x deformação no concreto comprimido de todos os pilares originais do reforço, inclusive as deformações durante o descarregamento. Observa-se, nestas figuras, que os pilares apresentaram deformações máximas, em módulo, maiores ou iguais a 1,42 mm/m, na fase de carregamento.

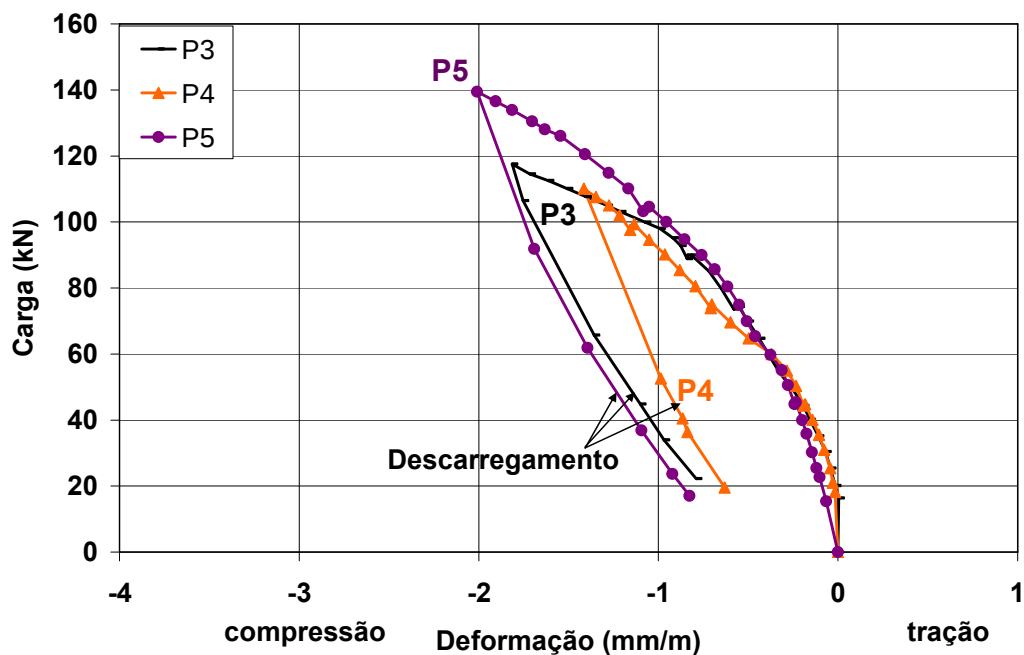


Figura 4.17 – Curvas carga x deformação no concreto comprimido dos pilares P3, P4 e P5

Os pilares originais P3, P4 e P5 registraram deformações máximas, em módulo, de 1,81, 1,42 e 2,01 mm/m, respectivamente. Os pilares P6, P7 e P8 registraram deformações máximas, em módulo, de 1,62, 2,07 e 1,69 mm/m, respectivamente. Como estes valores são menores que a deformação limite de início de esmagamento pela NBR 6118:2003 (3,5 mm/m), pode-se dizer que nenhum pilar original apresentou esmagamento do concreto.

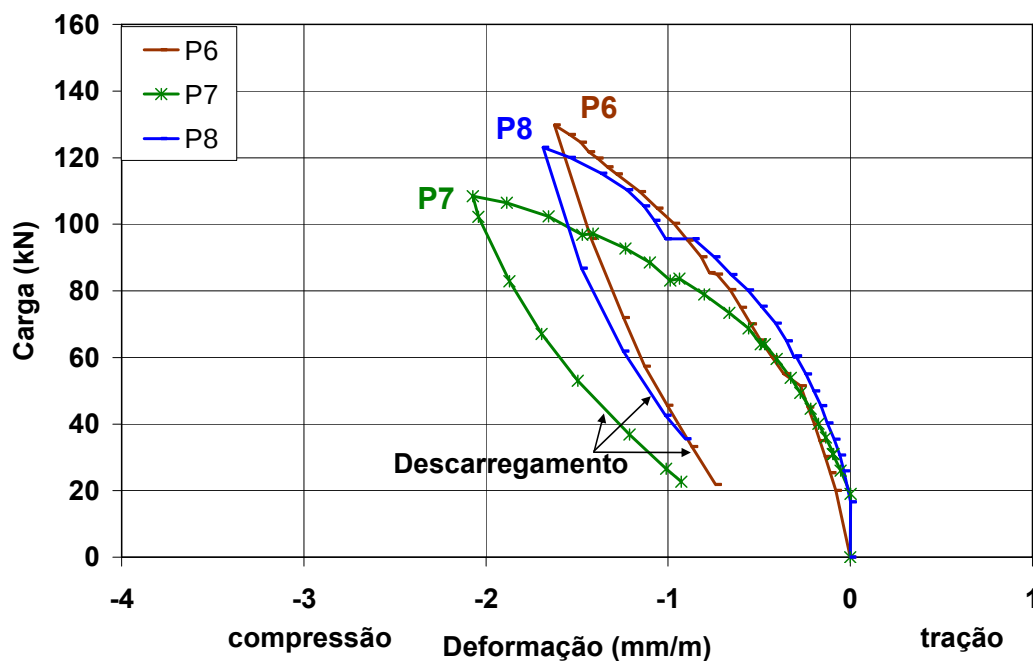


Figura 4.18 – Curvas carga x deformação no concreto comprimido dos pilares P6, P7 e P8

4.1.4 Fissuras

As fissuras observadas visualmente foram marcadas em cada estágio de carregamento, com o uso de pincel atômico. Todas as fissuras, que são de flexão, surgiram inicialmente na face tracionada (face T), aparecendo posteriormente nas faces laterais (faces B e D). Observou-se um padrão de formação e evolução das fissuras.

A configuração de fissuras observadas nos pilares de referência e originais a serem reforçados foram semelhantes. À medida que o carregamento aumentava, fissuras horizontais eram formadas nas extremidades superior e inferior das peças. Com o acréscimo da força aplicada, estas fissuras aumentavam de comprimento e se propagavam,

chegando até a passar do meio das faces laterais B e D, conforme pode-se observar nas Figuras 4.19 a 4.21.

Os pilares de referência, P1 e P2, apresentaram, respectivamente, a primeira fissura visual com carga de 70 e 60 kN. As Figuras 4.19 e 4.20 mostram o mapa e a fotografia do estado final de fissuração e a posição onde houve o escoamento do aço, representado pela fissura principal posicionada sempre no meio do comprimento do pilar, após a ruptura, para os pilares P1 e P2 respectivamente. As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam as cargas de fissuração e a relação entre o carregamento no qual foi observada a fissura com a carga de ruptura dos pilares P1 e P2, respectivamente.

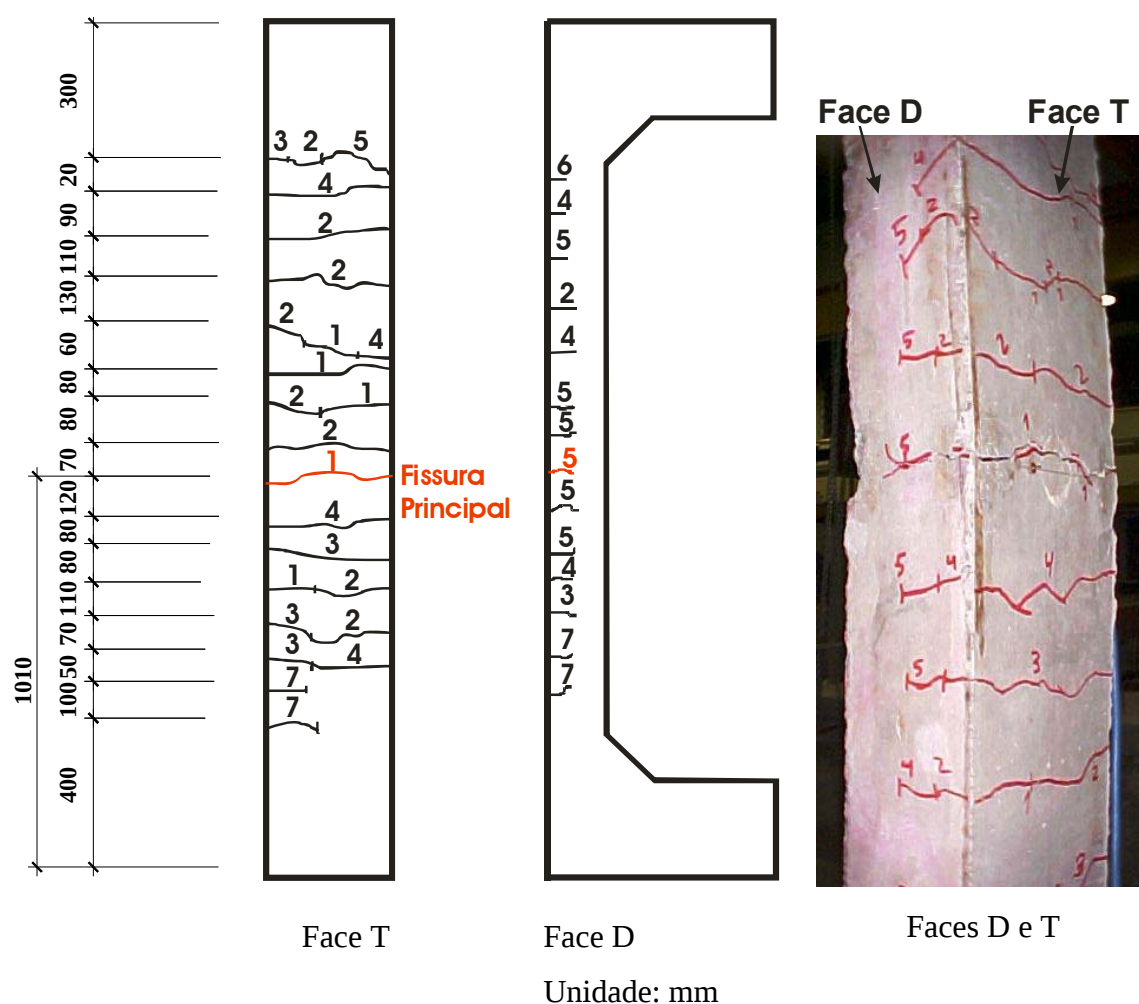


Figura 4.19 – Mapa e fotografia das fissuras do pilar P1

Tabela 4.1 - Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar P1

Fissura	P_i (kN)	P_i/P_u	Fissura	P_i (kN)	P_i/P_u
1	70,0	0,54	5	109,1	0,84
2	79,6	0,61	6	119,7	0,92
3	90,2	0,69	7	130,1	1,00
4	100,0	0,77	-	-	-

$P_u = 130,1\text{ kN}$; P_i – Estágio de carga no qual foi observada visualmente a fissura.

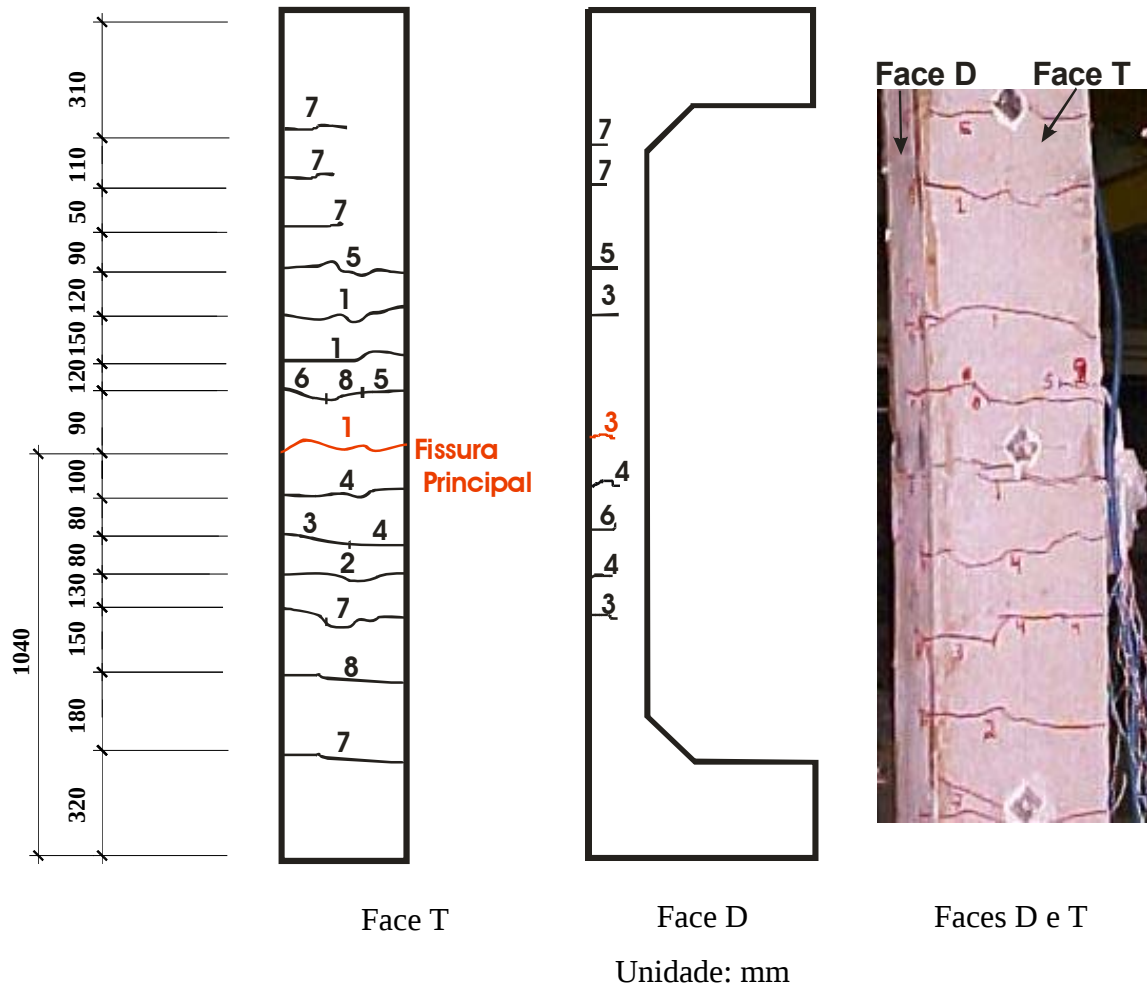


Figura 4.20 – Mapa e fotografia das fissuras do pilar P2

Os pilares P7 e P8 apresentaram a primeira fissura visual com carga 40% menor que os demais pilares, 30 kN, provavelmente porque tinham a resistência à tração do concreto 38% menor que a das demais peças. Os pilares P3, P4, P5 e P6 apresentaram a

primeira fissura visual com cargas acima de 50 kN. A Figura 4.21 mostra o mapa e uma fotografia do estado final de fissuração do pilar P8 até a carga de parada e a Tabela 4.3 apresenta as cargas de fissuração e a relação do carregamento no qual foi observada a fissura com a carga de parada.

Tabela 4.2 - Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar P2

Fissura	P_i (kN)	P_i / P_u	Fissura	P_i (kN)	P_i / P_u
1	60,1	0,38	5	81,7	0,52
2	65,2	0,41	6	86,2	0,55
3	70,2	0,45	7	99,8	0,64
4	75,6	0,48	8	109,4	0,70

$P_u = 157,0\text{ kN}$; P_i – Estágio de carga no qual foi observada visualmente a fissura.

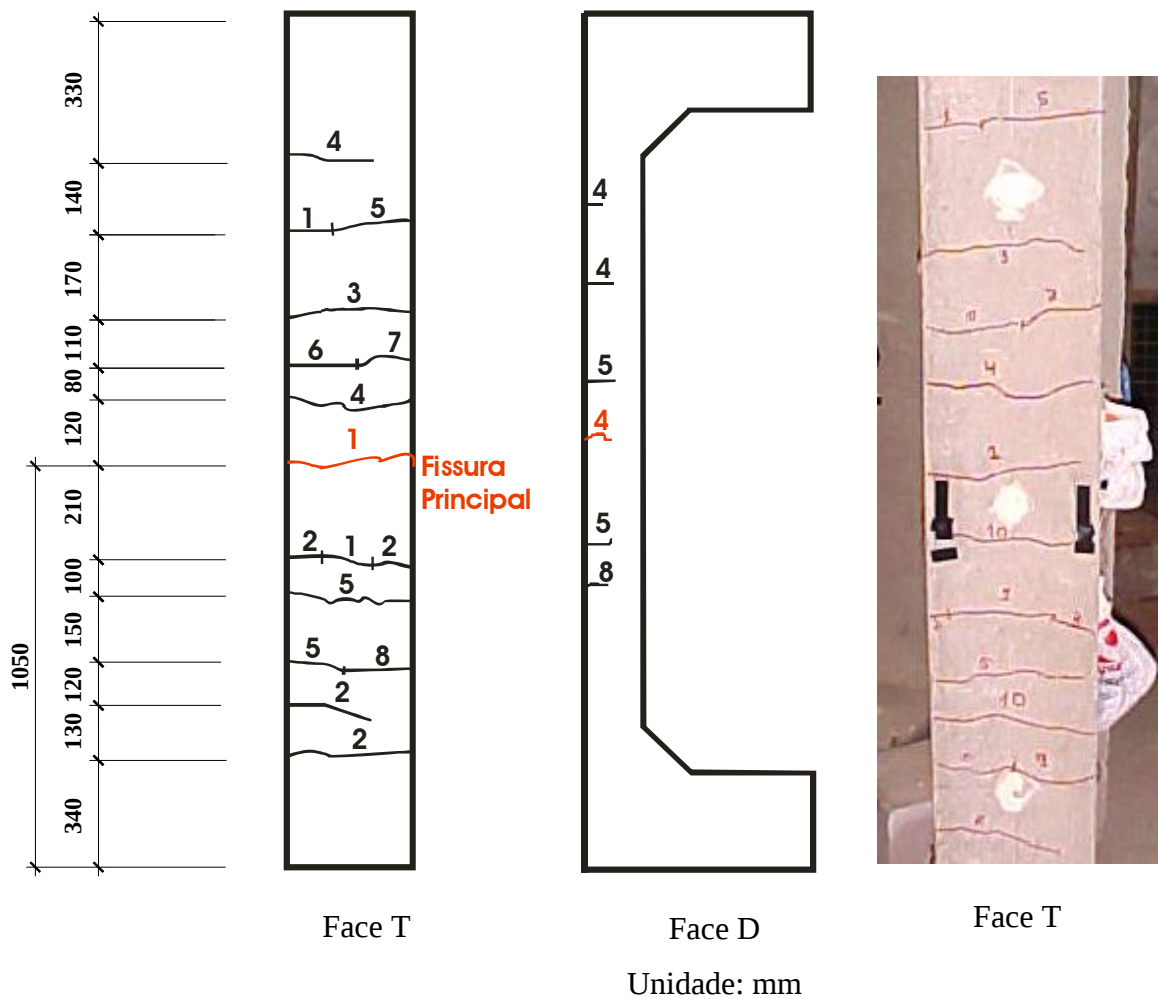


Figura 4.21 - Mapa e fotografia das fissuras do pilar P8

Tabela 4.3 - Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar P8

Fissura	P_i (kN)	P_i / P_p	Fissura	P_i (kN)	P/P_p
1	30,7	0,25	5	60,4	0,49
2	40,3	0,33	6	65,0	0,53
3	45,5	0,37	7	70,3	0,57
4	50,0	0,41	8	75,4	0,61

$P_p = 123,0 \text{ kN}$; P_i – Estágio de carga no qual foi observada visualmente a fissura.

4.1.5 Cargas e modos de ruptura

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.

A Tabela 4.4 mostra os valores da carga e momento máximos atingidos pelos pilares de referência e originais do reforço, com os modos de ruptura dos pilares de referência. O momento máximo foi tomado igual à carga máxima registrada multiplicada pela excentricidade corrigida final, que correspondeu à soma da excentricidade inicial com o deslocamento máximo do relógio central (R3).

Apesar dos pilares originais terem características semelhantes com relação às dimensões, as cargas de parada foram diferentes. Os pilares P3, P4, P5, P6, P7 e P8 apresentaram cargas de parada de 114,5, 110,1, 139,5, 129,8, 108,5 e 123,0 kN, respectivamente, sendo o P5 com a maior e o P7 com a menor carga de parada entre os pilares originais do reforço.

Observa-se, na Tabela 4.4, que os pilares registraram valores de momentos máximos próximos, com exceção do pilar P2, que registrou maior momento máximo, 15.328 kN.mm, apresentando diferença máxima de 7.172 kN.mm, correspondente a 1,9 vezes maior que o pilar P4, o qual apresentou menor momento máximo.

A Figura 4.22 apresenta fotografias do pilar P1, mostrando detalhes da região em que ocorreu a ruptura.

Tabela 4.4 – Forças e momentos máximos

Pilar	f_c (MPa)	P_u (kN)	P_p (kN)	$e_{inicial}$ (mm)	$D_{máx}$ R3 (mm)	e_{final} (mm)	$\varepsilon_s máx$ (mm/m)	$\varepsilon_c máx$ (mm/m)	M_u (kN.mm)	Modo de Ruptura
P1	30,5	130,1	-	60	20,35	80,35	3,13	-2,45	10.454	EE
P2	30,6	157,0	-	60	37,63	97,63	4,36	-4,69	15.328	EE
P3	30,6	-	114,5	60	17,05	77,05	2,36	-1,81	8.822	-
P4	30,7	-	110,1	60	14,08	74,08	2,40	-1,42	8.156	-
P5	30,7	-	139,5	60	16,47	76,47	2,30	-2,01	10.663	-
P6	30,8	-	129,8	60	14,94	74,94	2,20	-1,62	9.727	-
P7	25,1	-	108,5	60	22,71	82,71	2,25	-2,07	8.969	-
P8	25,1	-	123,0	60	19,02	79,02	2,45	-1,69	9.719	-

f_c - Resistência do concreto no dia do ensaio;

P_u - Carga de ruptura;

P_p - Carga de parada;

$e_{inicial}$ - Excentricidade inicial;

$D_{máx}$ R3 - Deslocamento horizontal máximo;

e_{final} - Excentricidade final = $e_{inicial} + R3$;

$\varepsilon_s máx$ - Deformação máxima do aço tracionado;

$\varepsilon_c máx$ - Deformação máxima do concreto comprimido;

M_u - Momento máximo = $P_u \cdot e_{final}$ ou $P_p \cdot e_{final}$;

EE = Escoamento do aço e esmagamento do concreto;

ε_y para ϕ 10,0 mm = 2,87 mm/m.

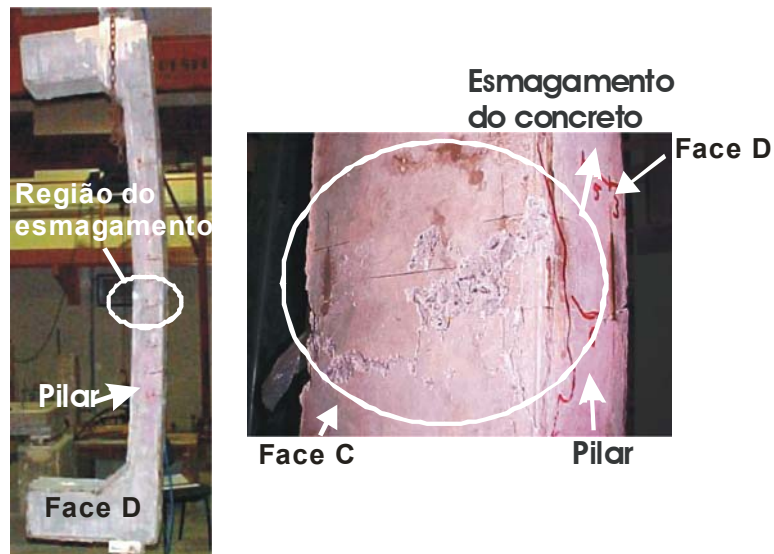


Figura 4.22 – Fotografia do pilar P1 após a ruptura

4.2 RESULTADOS DOS PILARES REFORÇADOS

4.2.1 Deslocamentos horizontais e verticais

As Figuras 4.23 a 4.26 apresentam os diagramas carga x deslocamento dos pilares reforçados à tração, PT10 e PT12. Esses pilares registraram deslocamentos horizontais máximos, na posição do relógio R3, de 32,58 e 20,37 mm, correspondente a 0,39 e 0,25 vezes a excentricidade inicial (82,5 mm) desses pilares, respectivamente. Para a carga correspondente a 95% da ruptura do pilar PT10, o relógio R5, posicionado na região inferior da face tracionada (face T), registrou deslocamento 1,7 vezes maior que o posicionado na região superior (R1). No pilar PT12 esses relógios apresentaram deslocamentos semelhantes desde o início do ensaio até a carga de ruptura, registrando valor máximo de 4,07 mm.

Para o pilar PT10, os relógios R2 e R4 apresentaram diferença máxima de deslocamento entre si, a 95 % da carga de ruptura, de 2,73 mm. Para o pilar PT12 esses relógios apresentaram semelhança de deslocamentos entre si. Entre os relógios R1 e R6, a diferença máxima de deslocamento registrado, foi de 1,17 mm para o pilar PT10 e para o pilar PT12, esses relógios apresentaram deslocamentos iguais. Observou-se semelhança, entre os relógios R5 e R9, posicionados no consolo inferior do pilar PT10, até a carga de 91 kN; a partir desta carga os deslocamentos apresentam divergência, chegando à diferença

máxima registrada de 48%, a 192 kN. No pilar PT12 esses relógios apresentaram deslocamentos similares entre si e iguais aos relógios R1 e R6, posicionados no consolo superior.

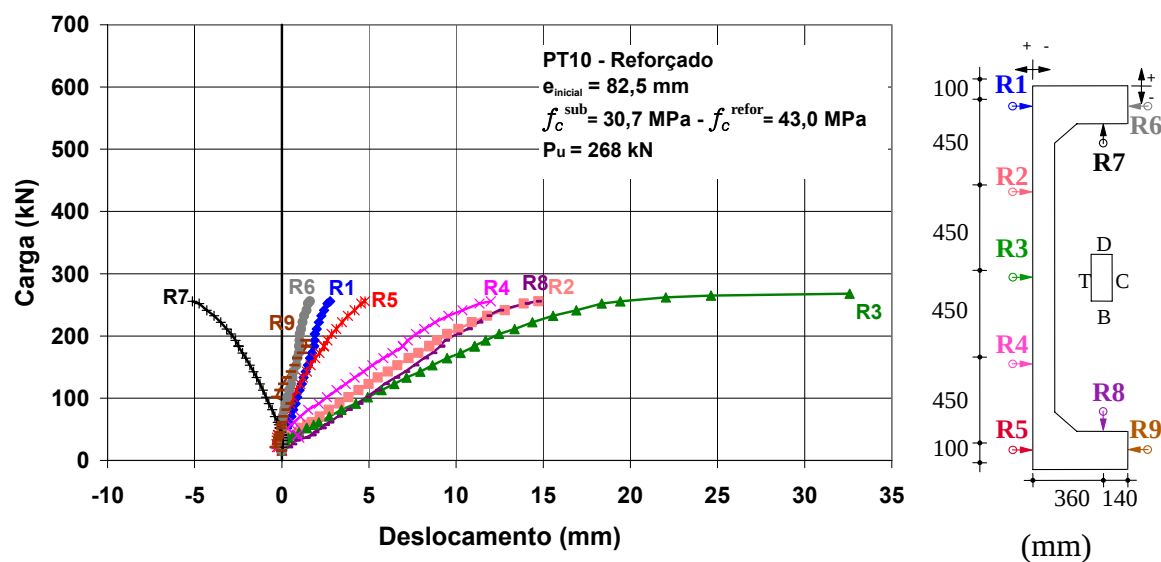


Figura 4.23 – Diagramas carga x deslocamento do pilar PT10

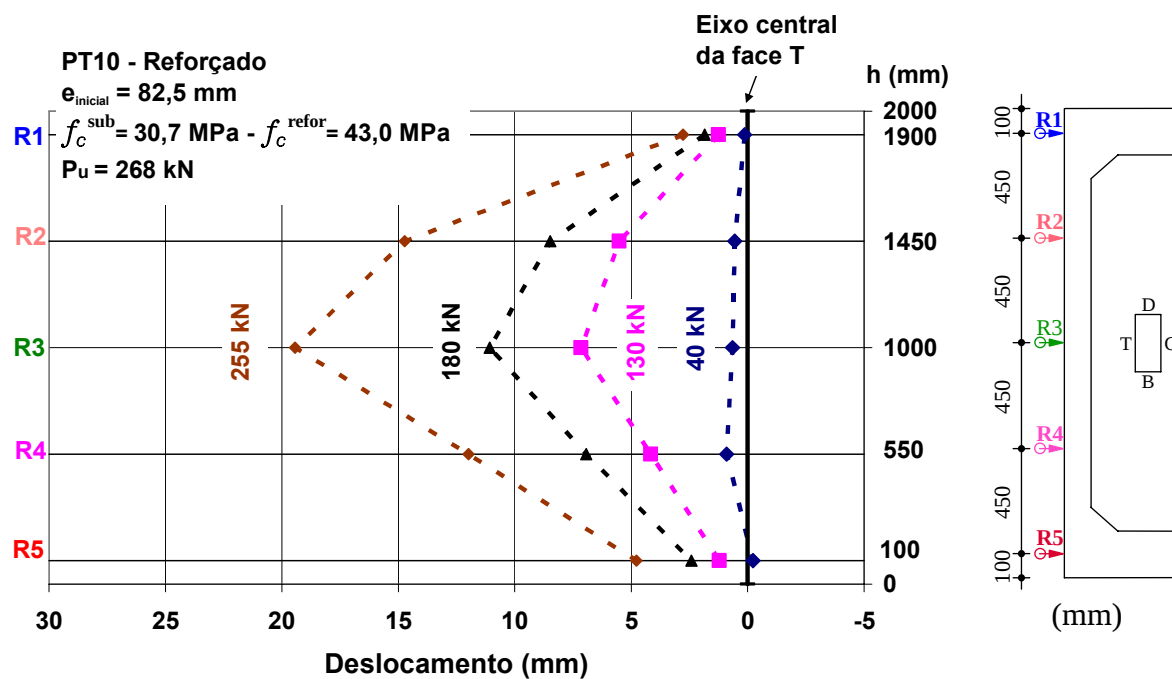


Figura 4.24 – Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PT10

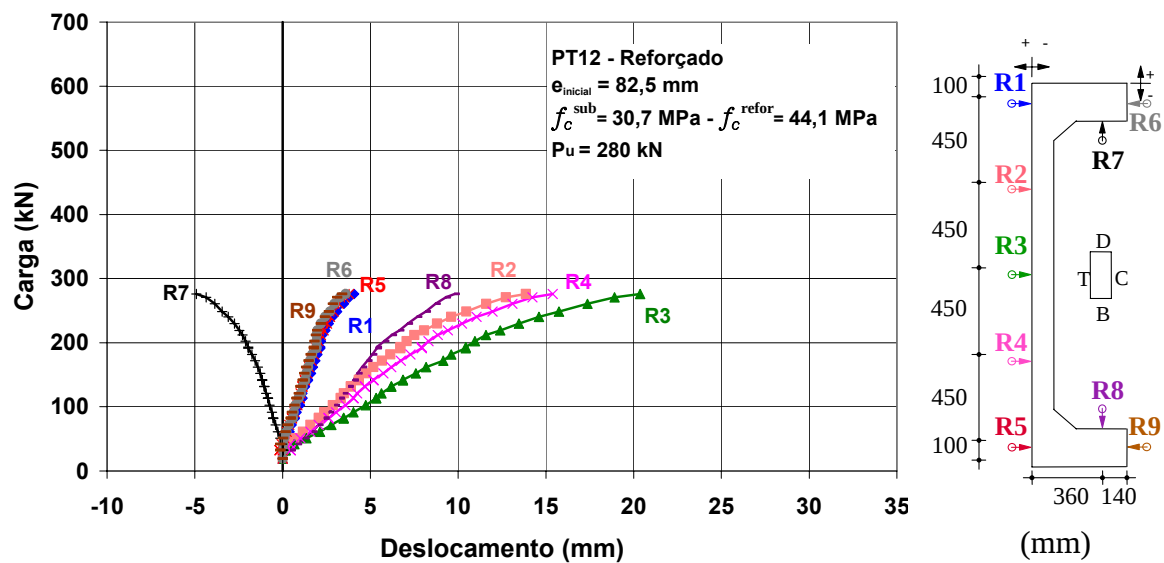


Figura 4.25 – Diagramas carga x deslocamento do pilar PT12

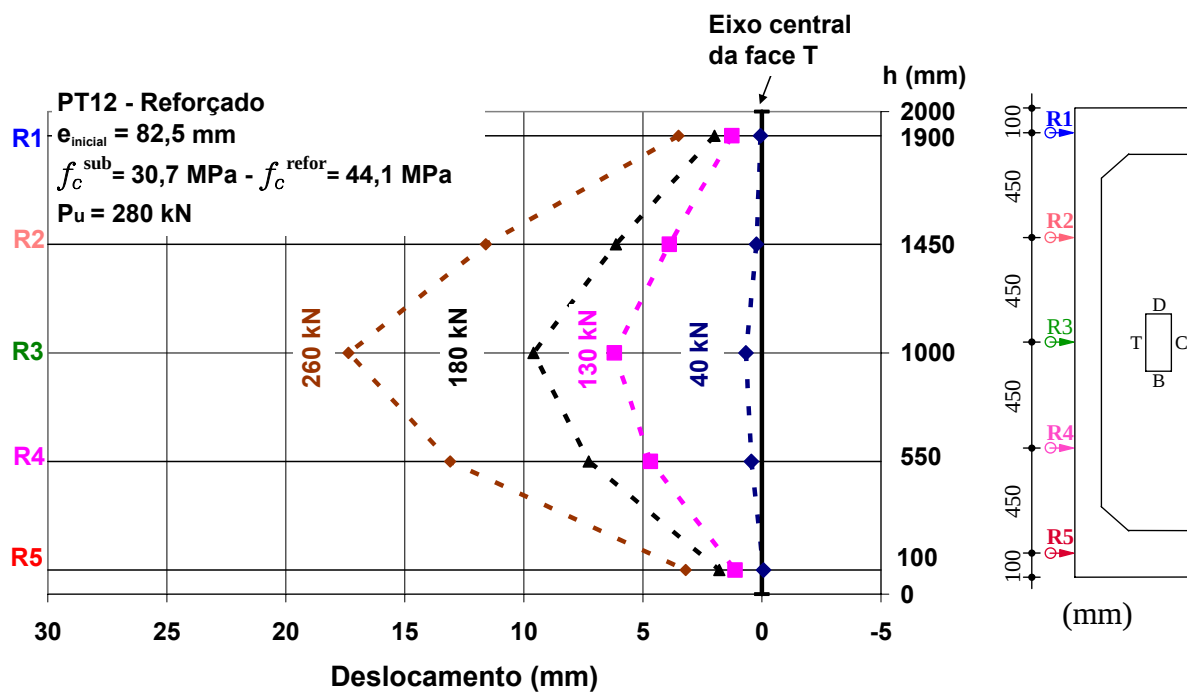


Figura 4.26 – Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PT12

As Figuras 4.27 a 4.30 mostram os diagramas carga x deslocamento dos pilares reforçados à compressão e a tração simultaneamente, PC45T10 e PC45T12. Esses pilares registraram deslocamentos horizontais máximos, na posição do relógio R3, de 19,46 e 11,67 mm, que é igual a 0,32 e 0,19 vezes a excentricidade inicial desses pilares, respectivamente. Para a carga de 91% da ruptura do pilar PC45T10, o relógio posicionado

na região superior da face tracionada (face T), R1, registrou deslocamento 1,9 vezes maior que o posicionado na região inferior (R5).

Para a carga de 92% da ruptura do pilar PC45T12, o relógio posicionado na região superior da face T (R1) registrou deslocamento negativo de 1,54 mm e o posicionado na região inferior (R5) registrou deslocamento positivo de 3,20 mm, indicando que o pilar inclinou-se com relação ao prumo.

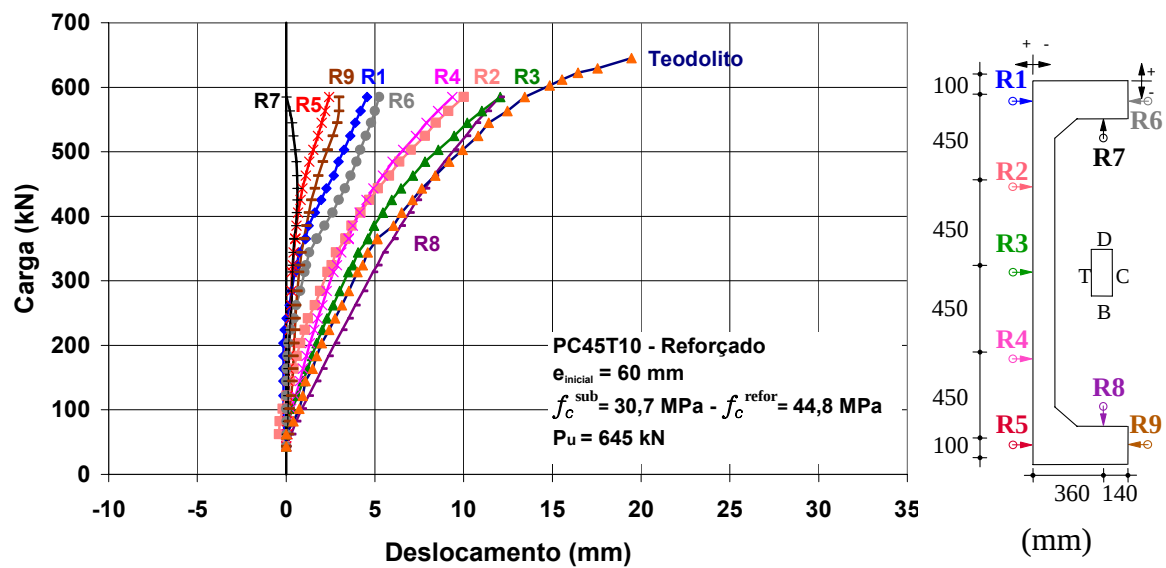


Figura 4.27 – Diagramas carga x deslocamento do pilar PC45T10

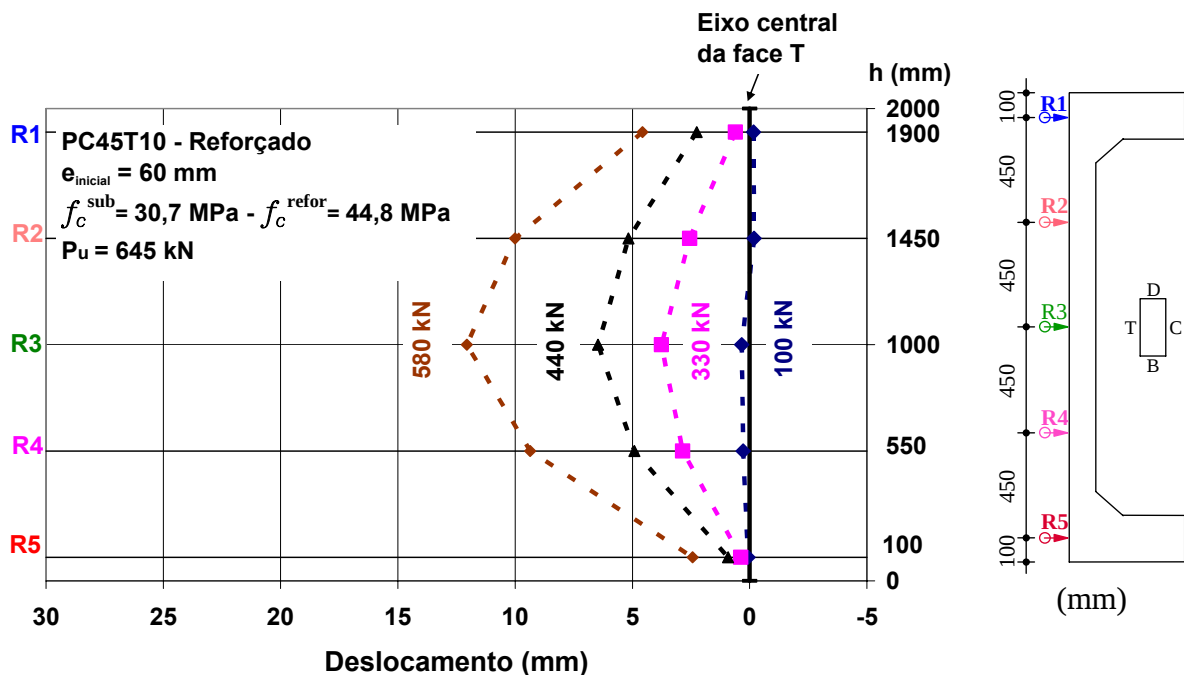


Figura 4.28 – Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC45T10

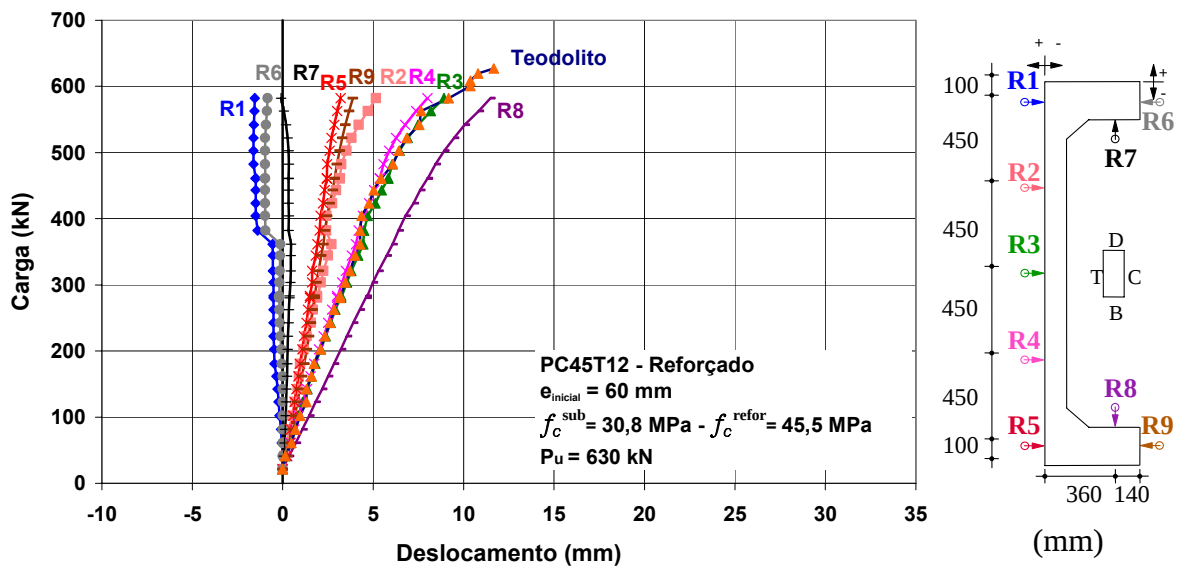


Figura 4.29 – Diagramas carga x deslocamento do pilar PC45T12

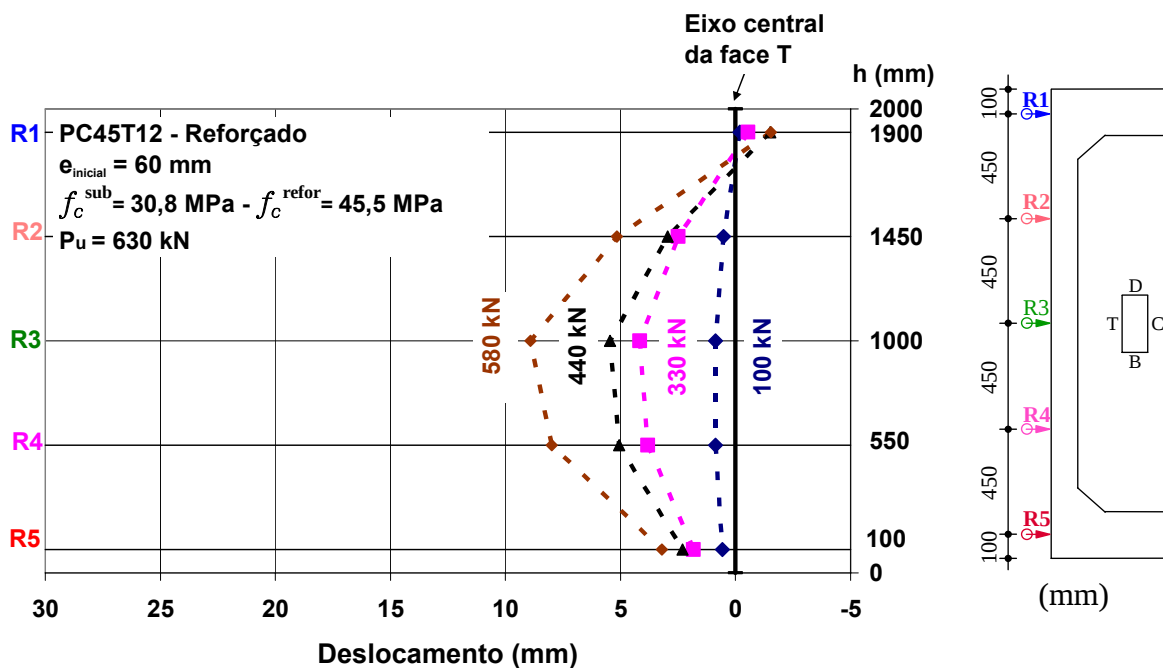


Figura 4.30 – Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC45T12

No pilar PC45T10, os relógios R2 e R4 apresentaram deslocamentos semelhantes entre si, com diferença máxima de 6%, a 91% da carga de ruptura. No pilar PC45T12, esses relógios não apresentaram semelhança de deslocamento entre si, registrando diferença máxima de 35%. Os relógios R1 e R6, posicionados na região superior do pilar (topo), apresentaram deslocamentos similares desde o início do ensaio até

a carga de ruptura dos pilares PC45T10 e PC45T12. Observou-se paridade, também, entre os relógios R5 e R9, posicionados no consolo inferior dos pilares.

As Figuras 4.31 a 4.34 mostram os diagramas carga x deslocamento dos pilares reforçados à compressão, PC35 e PC55. Esses pilares registraram deslocamentos horizontais máximos, na posição do relógio R3, de 22,05 e 13,62 mm, respectivamente. No pilar PC35, para a carga de 375,1 kN, 99% da ruptura, o relógio posicionado na região superior da face T, R1, registrou deslocamento 3,7 vezes maior que o posicionado na região inferior (R5).

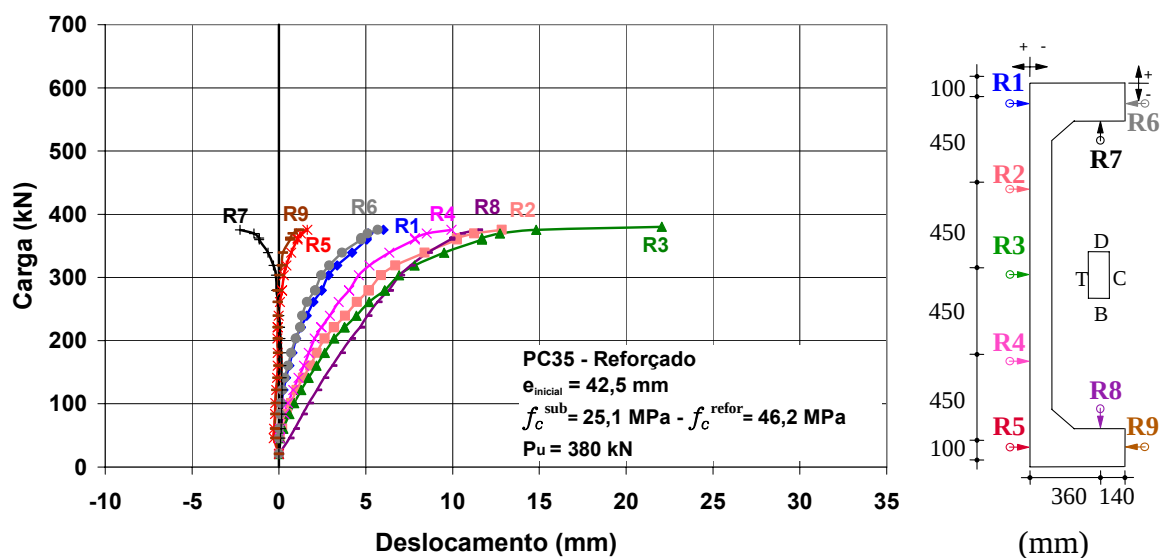


Figura 4.31 – Diagramas carga x deslocamento do pilar PC35

No pilar PC55, para a carga de 421,4 kN, 83% da ruptura, o relógio posicionado na região superior da face T (R1), registrou deslocamento negativo de 0,61 mm e o posicionado na região inferior (R5), registrou deslocamento positivo de 2,79 mm.

No pilar PC35, os relógios R2 e R4 não tiveram deslocamentos semelhantes, apresentando uma diferença máxima de 23% para uma carga correspondente à 99% da carga de ruptura. No pilar PC55, esses relógios apresentaram, a 83% da carga de ruptura, deslocamentos similares, registrando diferença máxima de 17%. Os relógios R1 e R6, posicionados na região superior do pilar (topo), apresentaram deslocamentos similares desde o início do ensaio até a carga de ruptura, registrando diferença máxima de 0,33 e 0,89 mm, respectivamente para os pilares PC35 e PC55. Observou-se semelhança,

também, entre os relógios R5 e R9, posicionados no consolo inferior dos pilares PC35 e PC45, com diferença máxima registrada de 29% e 3%, respectivamente.

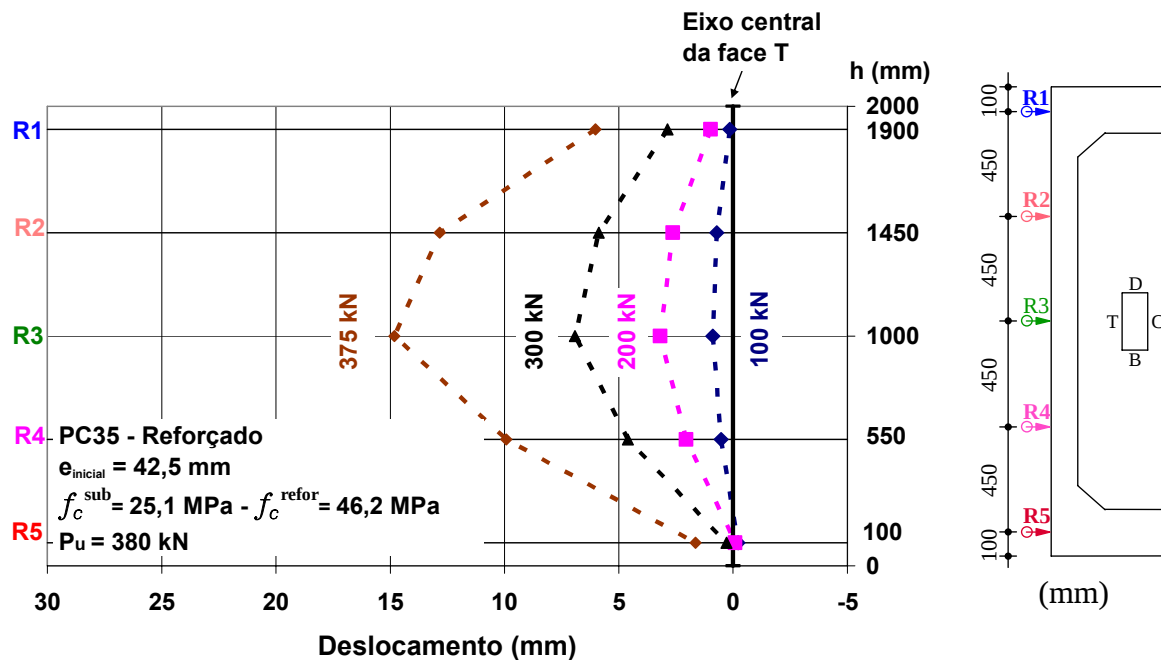


Figura 4.32 – Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC35

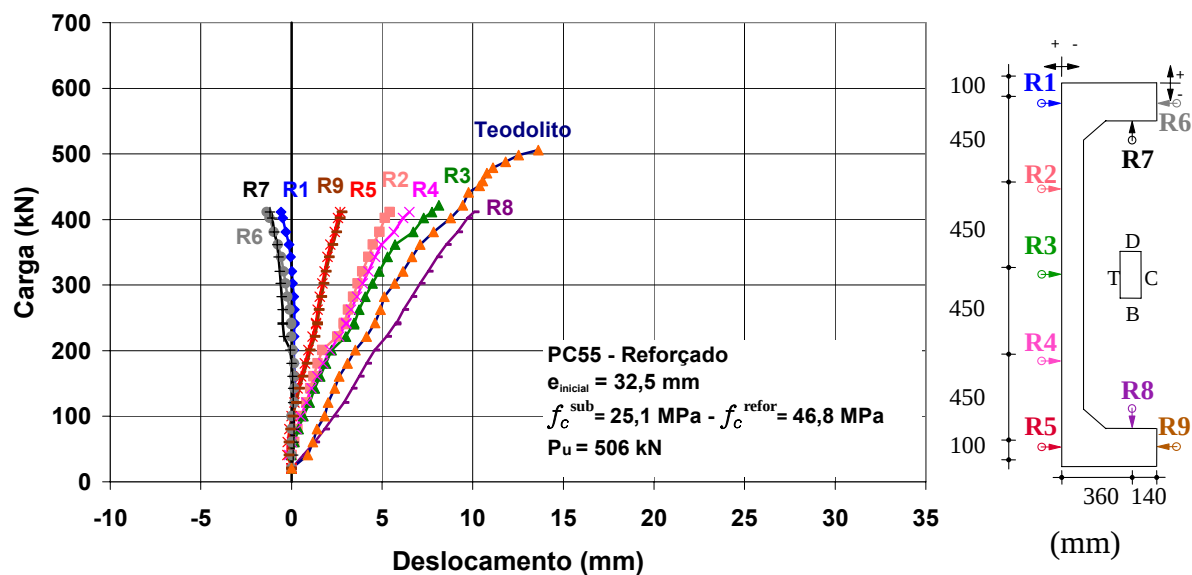


Figura 4.33 – Diagramas carga x deslocamento do pilar PC55

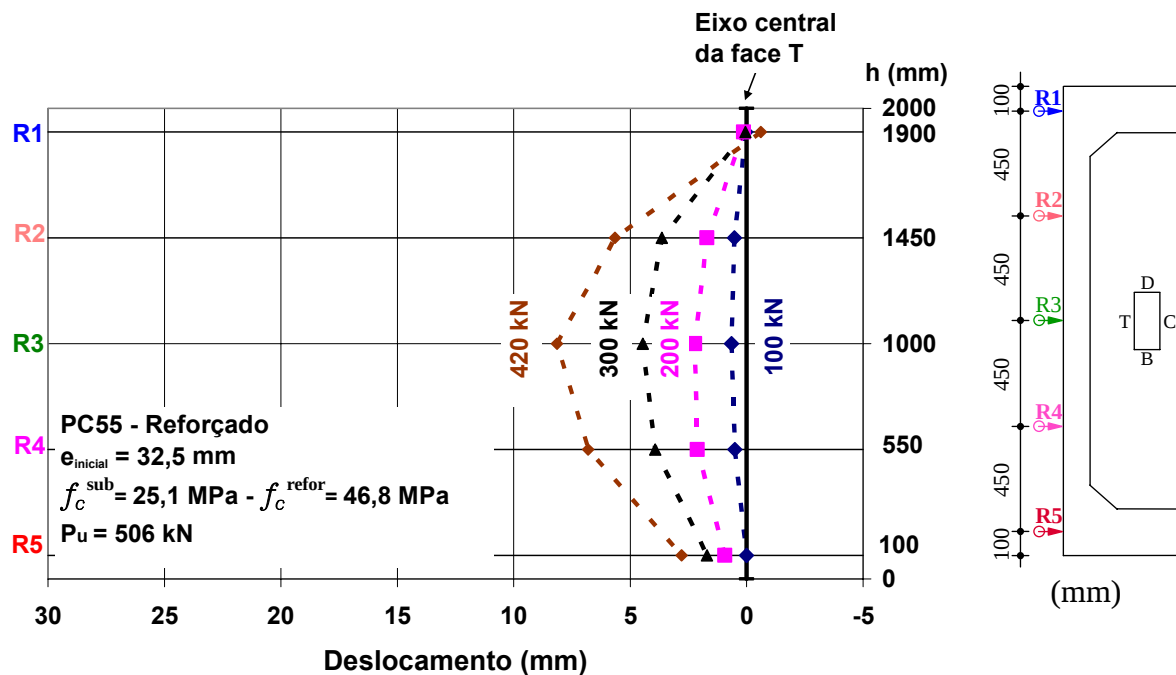


Figura 4.34 – Diagramas carga x deslocamento horizontal do pilar PC55

4.2.2 Deformações específicas na armadura

As Figuras 4.35 e 4.36 apresentam as curvas carga x deformação das armaduras longitudinais dos pilares reforçados à tração, PT10 e PT12, respectivamente. Esses pilares apresentaram deformação máxima nas armaduras mais próximas à face tracionada de 3,36 e 2,90 mm/m, respectivamente, indicando o escoamento do aço tracionado. As deformações máximas, em módulo, nas armaduras mais próximas à face comprimida, foram de 4,81 e 2,58 mm/m, respectivamente. Considerando a igualdade das deformações de escoamento do aço tracionado e comprimido, observa-se que as armaduras comprimidas do pilar PT10 apresentaram escoamento (Figura 4.35).

Observa-se, nas curvas da Figura 4.35, que para o pilar PT10 os aços representados pelos extensômetros 1 e 3 só começaram a ser efetivamente tracionados a partir da carga de 100 kN, e apresentaram mudança excessiva de inclinação a partir da carga de 260,0 kN, com deformação de aproximadamente 0,55 mm/m. Nas curvas da Figura 4.36, observa-se que no pilar PT12 o aço representado pelo extensômetro 3 começa a ser efetivamente tracionado a partir da carga de 60 kN.

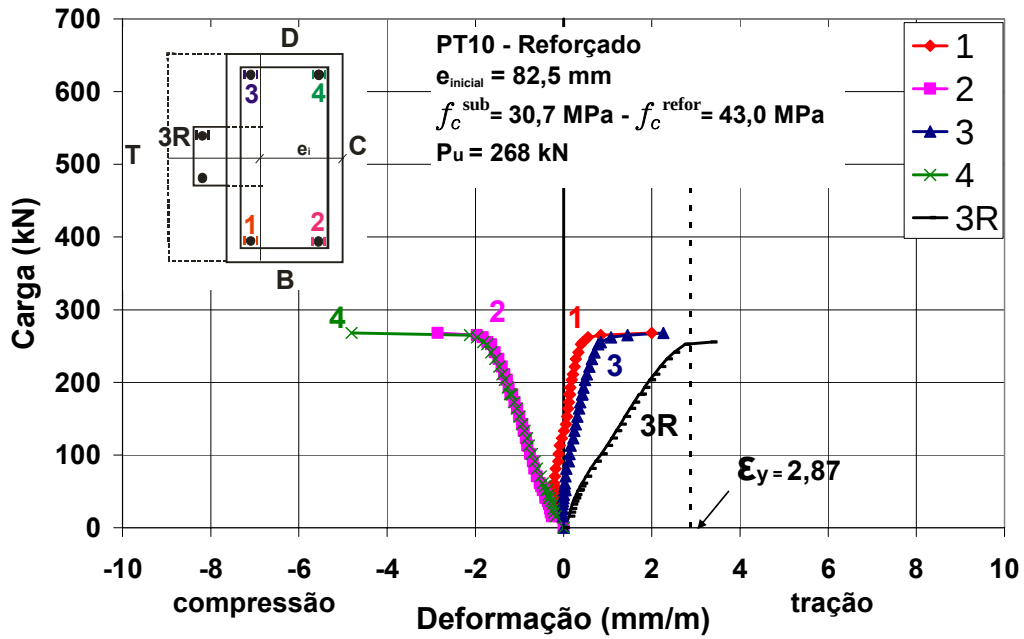


Figura 4.35 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PT10

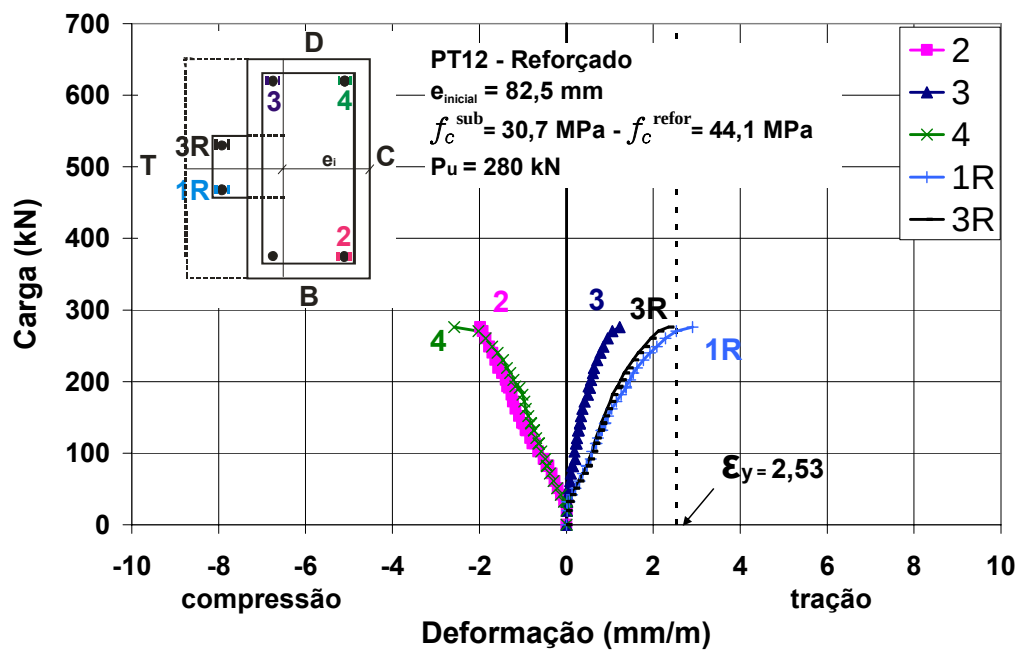


Figura 4.36 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PT12

As Figuras 4.37 e 4.38 apresentam as curvas carga x deformação das armaduras longitudinais dos pilares reforçados à compressão e tração simultaneamente, PC45T10 e PC45T12, respectivamente. Esses pilares apresentaram deformação máxima nas armaduras mais próximas da face tracionada de 1,75 e 1,72 mm/m, respectivamente,

indicando que o aço tracionado ainda não havia atingido o escoamento. As deformações máximas, em módulo, nas armaduras mais próximas à face comprimida foram de 1,78 e 1,71 mm/m, respectivamente.

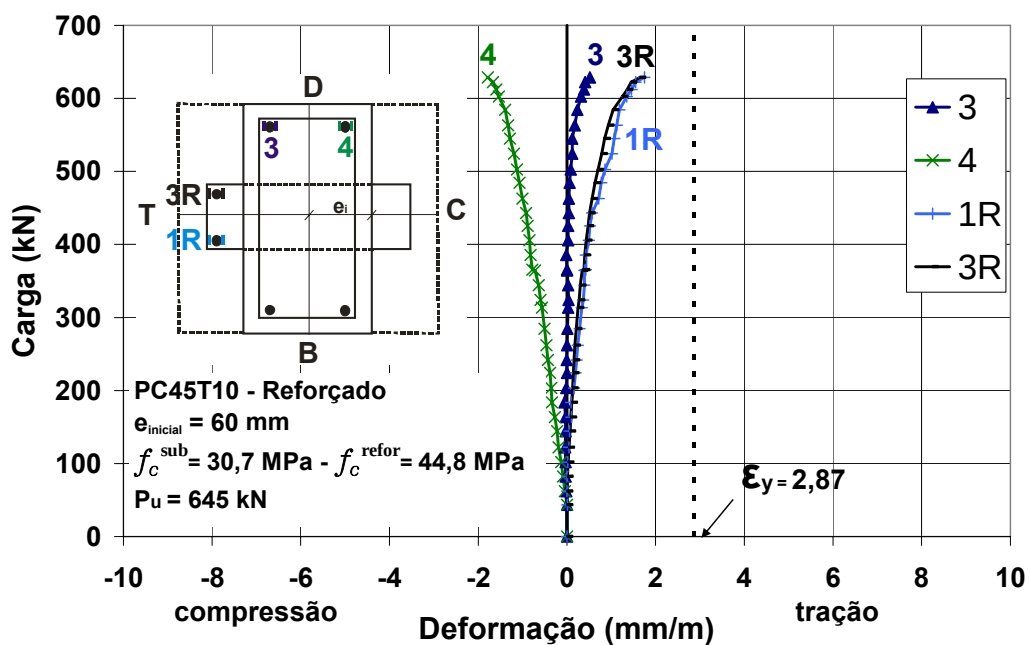


Figura 4.37 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC45T10

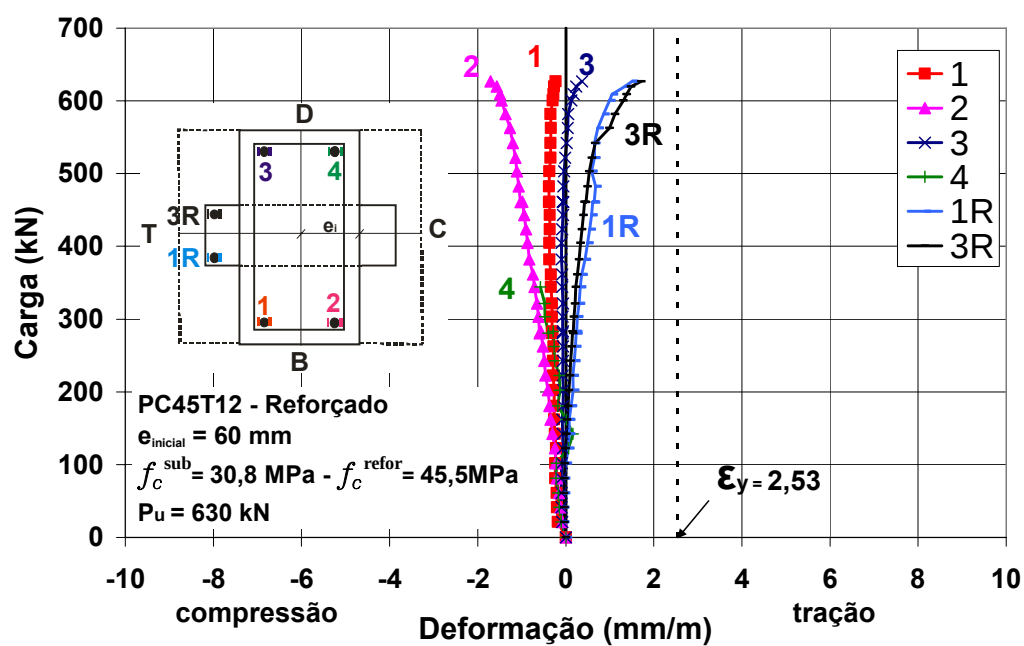


Figura 4.38 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC45T12

Observa-se, nas curvas da Figura 4.37, que para o pilar PC45T10 o aço representado pelo extensômetro 3, não apresentou deformações consideráveis e começou a ser efetivamente tracionado a partir da carga de 560 kN, registrando deformação máxima de 0,52 mm/m. Nas curvas da Figura 4.38, observa-se que no pilar PC45T12, os aços representados pelos extensômetros 1 e 3 não apresentaram deformações consideráveis, registrando deformações próximas de zero até a carga de ruptura.

As Figuras 4.39 e 4.40 apresentam as curvas carga x deformação das armaduras longitudinais dos pilares reforçados à compressão, PC35 e PC55, respectivamente. Esses pilares apresentaram deformação máxima nas armaduras mais próximas da face tracionada de 1,47 e 1,43 mm/m, respectivamente, indicando que o aço tracionado ainda não havia atingido o escoamento. Estes pilares registraram deformações máximas, em módulo, nas armaduras mais próximas à face comprimida de 0,86 e 1,18 mm/m, respectivamente.

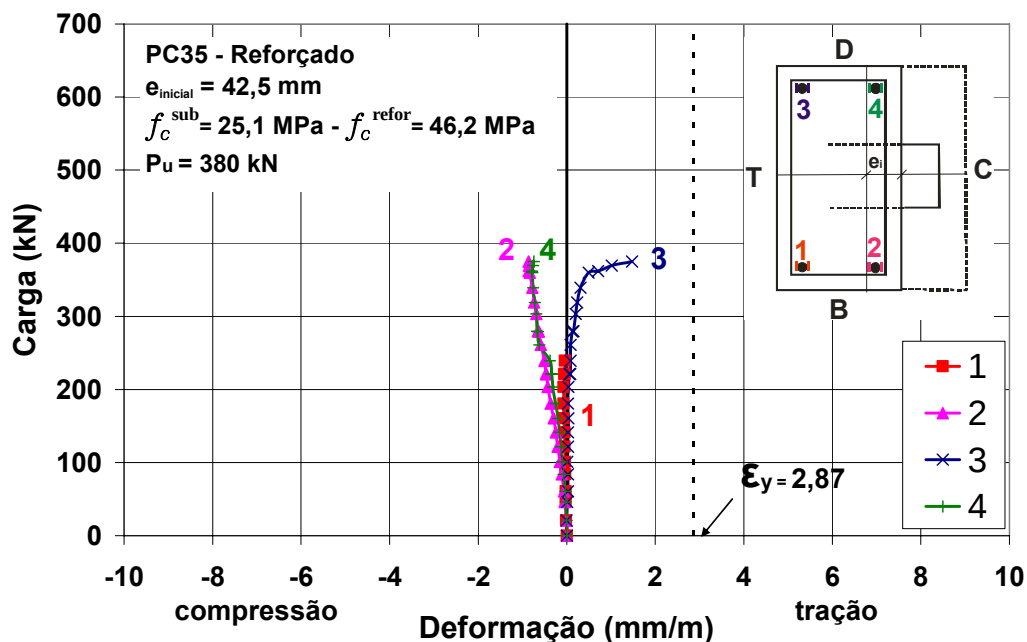


Figura 4.39 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC35

Observa-se, nas curvas da Figura 4.39 e 4.40, que nos pilares PC35 e PC55, a armadura só começa a ser efetivamente tracionada a partir das cargas de 240 e 370 kN, respectivamente. Isso ocorreu, possivelmente devido a menor excentricidade inicial de

carga nos pilares PC35 e PC55, que correspondiam a 42,5 mm e 32,5 mm, respectivamente.

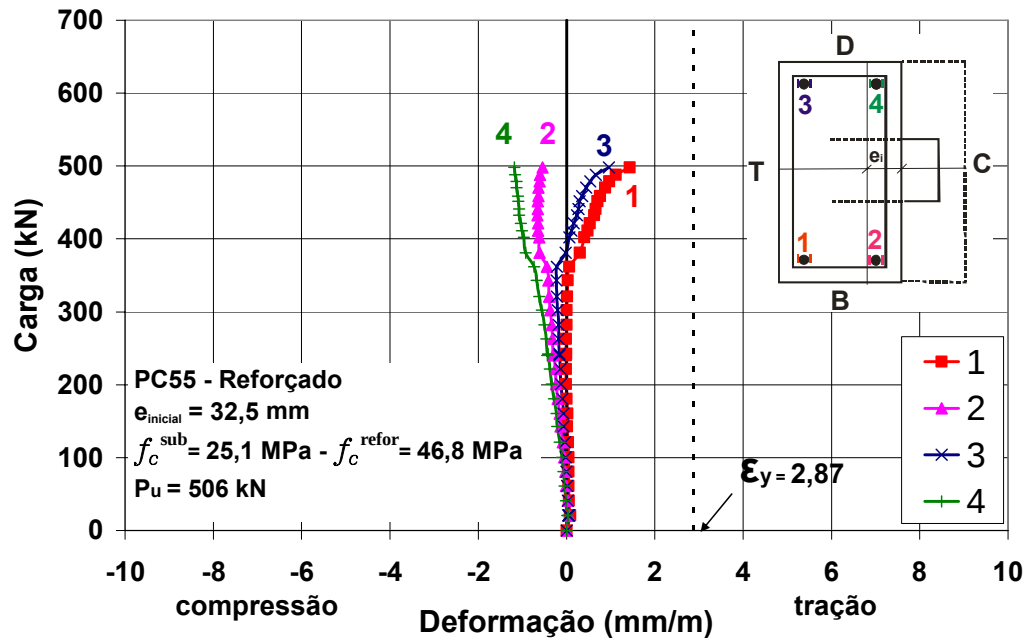


Figura 4.40 – Curvas carga x deformação das armaduras longitudinais do pilar PC55

4.2.3 Deformações específicas no concreto

As Figuras 4.41 e 4.42 apresentam as curvas carga x deformação no concreto dos pilares reforçados à tração, PT10 e PT12, respectivamente. Esses pilares apresentaram deformação máxima, em módulo, de 3,45 e 2,92 mm/m, respectivamente, indicando o esmagamento do concreto. Observa-se, nas curvas da Figura 4.41, que a partir da carga de 250 kN houve mudança de inclinação das curvas, representando a fase plástica do pilar PT10. Para os pilares PT10 e PT12, os extensômetros CD1 registraram deformações de tração desde o início do ensaio até a ruptura desses pilares, apresentando deformação máxima de 2,14 e 3,34 mm/m, respectivamente.

As Figuras 4.43 e 4.44 apresentam as curvas carga x deformação no concreto dos pilares reforçados à compressão e tração simultaneamente, PC45T10 e PC45T12, respectivamente. Esses pilares apresentaram deformação máxima, em módulo, de 3,57 e 3,89 mm/m, indicando o esmagamento do concreto. Os extensômetros CB2 e CD2

registraram deformações de compressão desde o início do ensaio até a ruptura, apresentando deformações máximas, em módulo, de 1,74 e 1,89 mm/m, respectivamente.

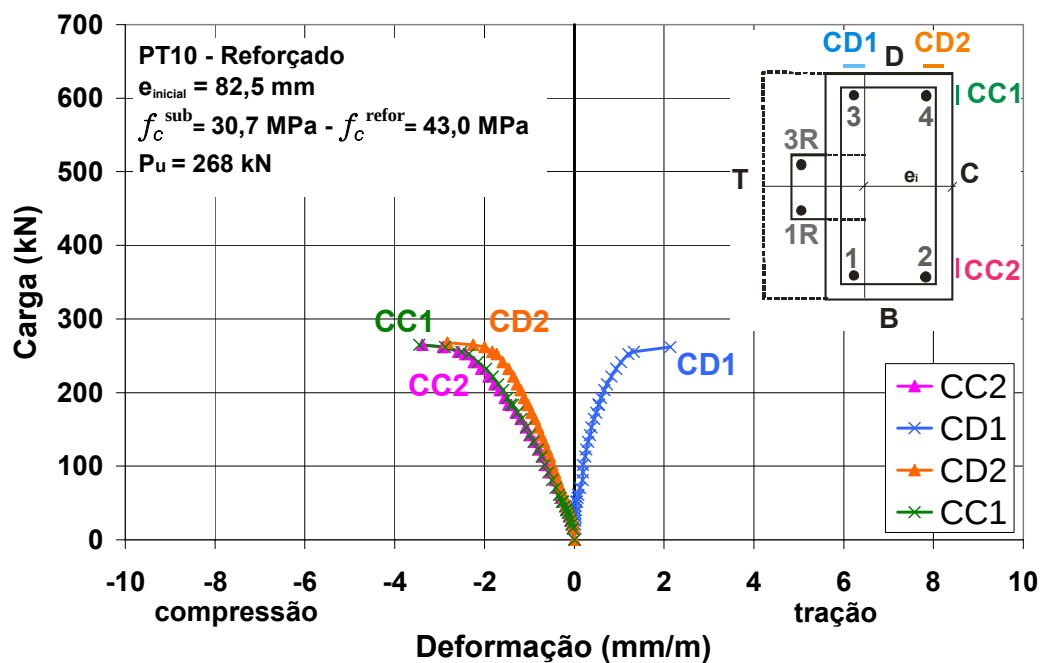


Figura 4.41 – Curvas carga x deformação no concreto nas faces C e D do pilar PT10

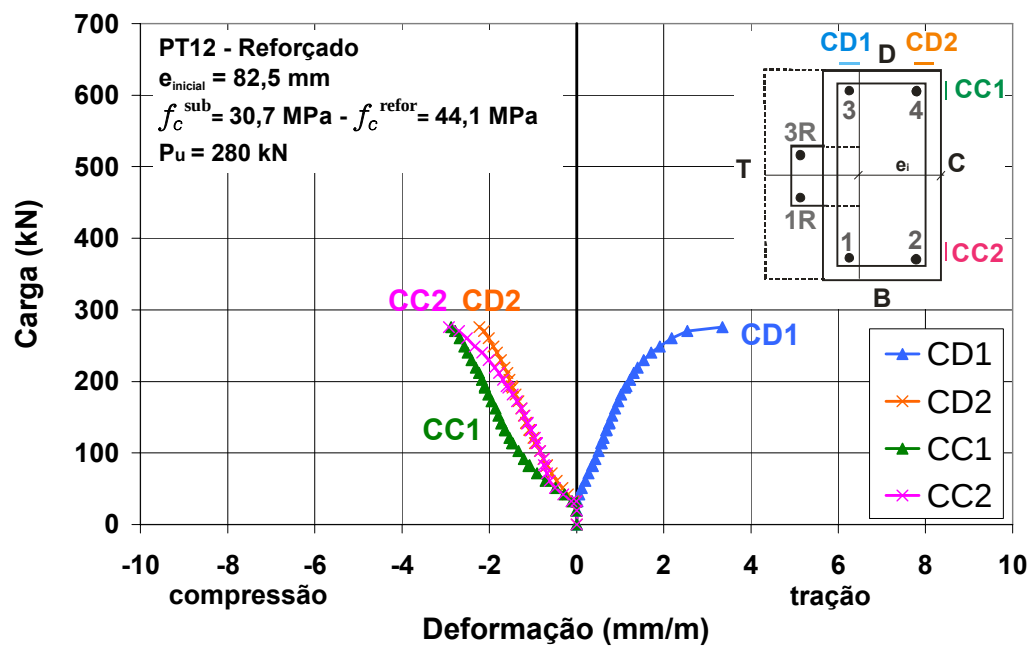


Figura 4.42 – Curvas carga x deformação no concreto nas faces C e D do pilar PT12

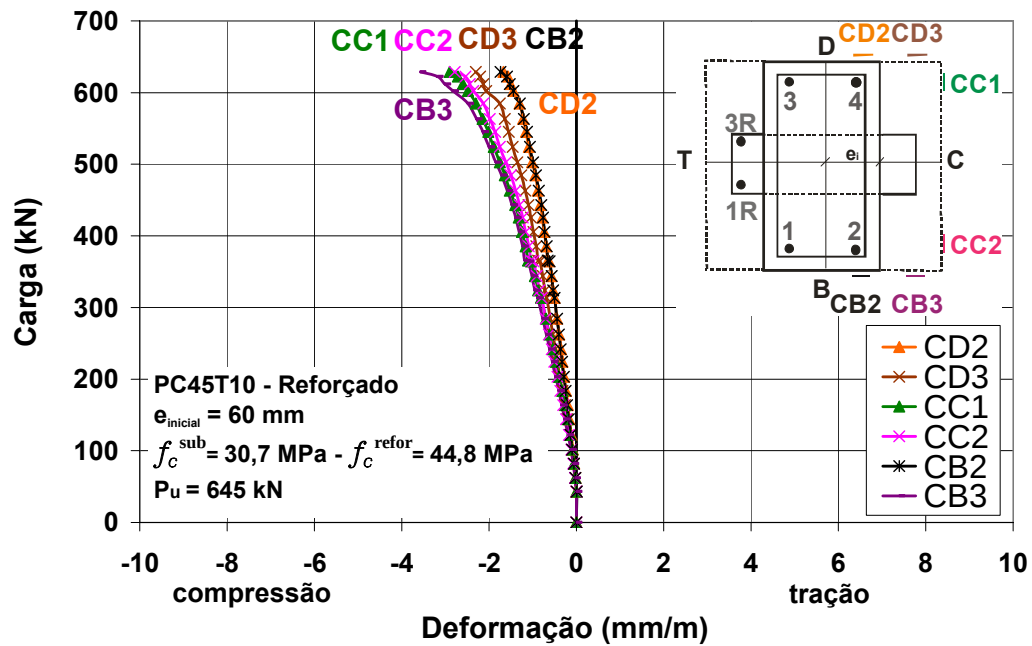


Figura 4.43 – Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC45T10

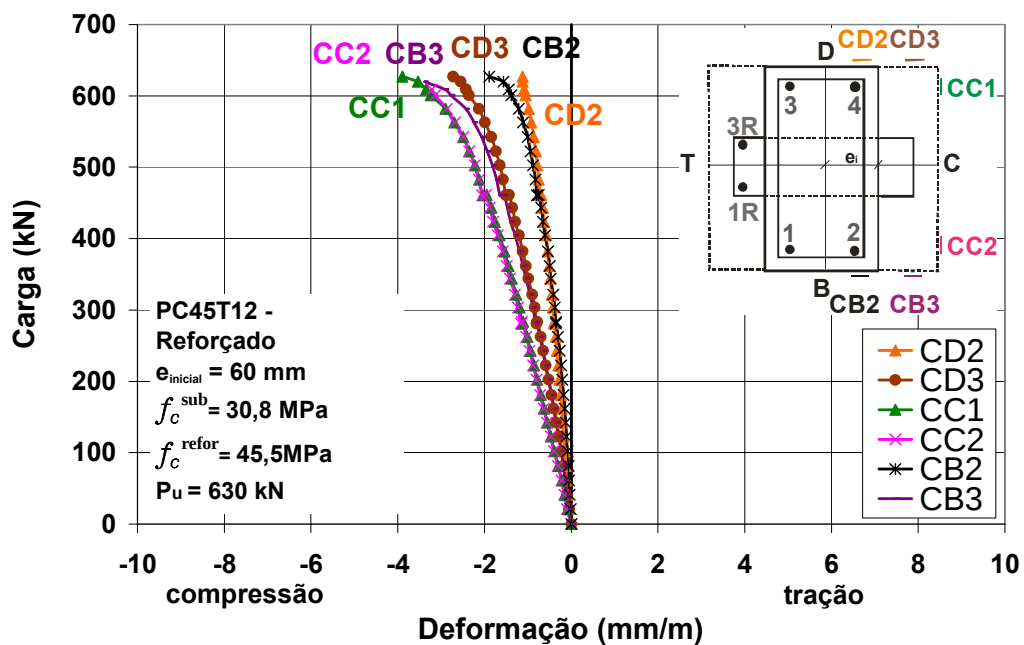


Figura 4.44 – Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC45T12

As Figuras 4.45 e 4.46 apresentam as curvas carga x deformação no concreto dos pilares reforçados à compressão, PC35 e PC55, respectivamente. A deformação máxima, em módulo, registrada pelos extensômetros desses pilares foi de 2,43 e 2,49 mm/m, respectivamente, ocorrendo deslocamento do concreto do reforço. Observa-se que essas deformações apresentaram valores próximos à deformação de esmagamento.

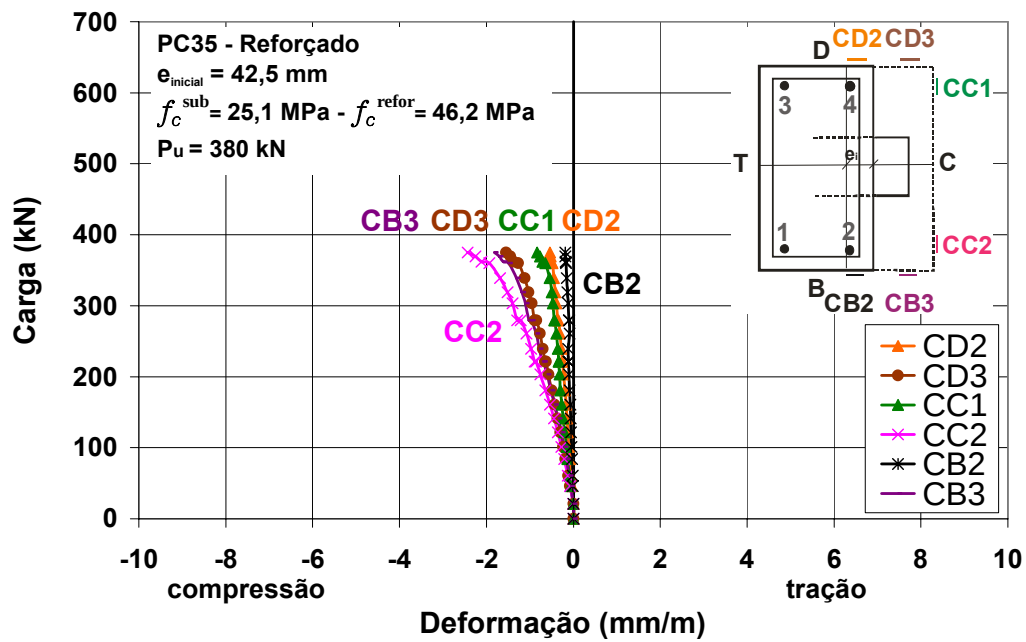


Figura 4.45 – Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC35

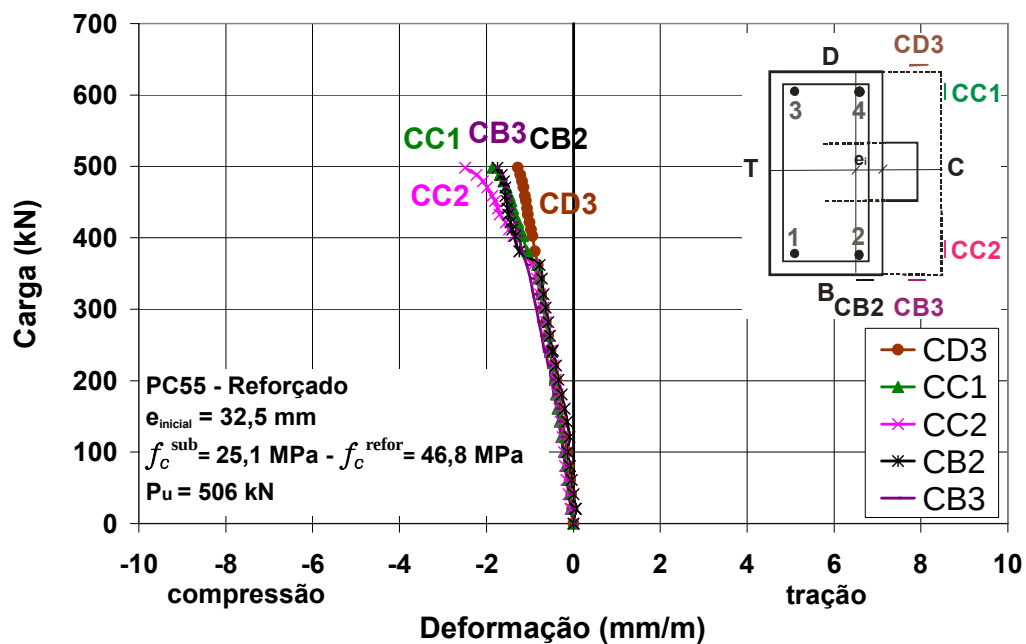


Figura 4.46 – Curvas carga x deformação do concreto nas faces C, B e D do pilar PC55

Para o pilar PC35, os extensômetros CB2 e CD2 registraram deformações próximas de zero até a carga de 220 kN, apresentando deformação máxima, em módulo, de 0,54 mm/m. Os extensômetros CB3 e CD3 registraram deformação máxima, em módulo, de 1,82 mm/m. Ressalta-se que todos os extensômetros de concreto do pilar PC55 registraram deformações semelhantes até a carga de 380 kN, com deformação, em módulo,

próxima de 1,00 mm/m. A deformação máxima, em módulo, registrada pelo extensômetro CB2 foi de 1,74 mm/m. Os extensômetros CB3 e CD3 apresentaram deformação máxima, em módulo, de 1,78 mm/m.

4.2.4 Fissuras

As Figuras 4.47 a 4.51 mostram o mapa e a fotografia do estado final de fissuração e a posição onde houve a ruptura, representado pela fissura principal, dos pilares PT10, PT12, PC45T10, PC45T12 e PC35, após a ruptura, respectivamente. As Tabelas 4.5 a 4.8 apresentam as cargas de fissuração e a relação do carregamento no qual foi observada a fissura com a carga de ruptura do pilares PT10, PT12, PC45T10 e PC45T12.

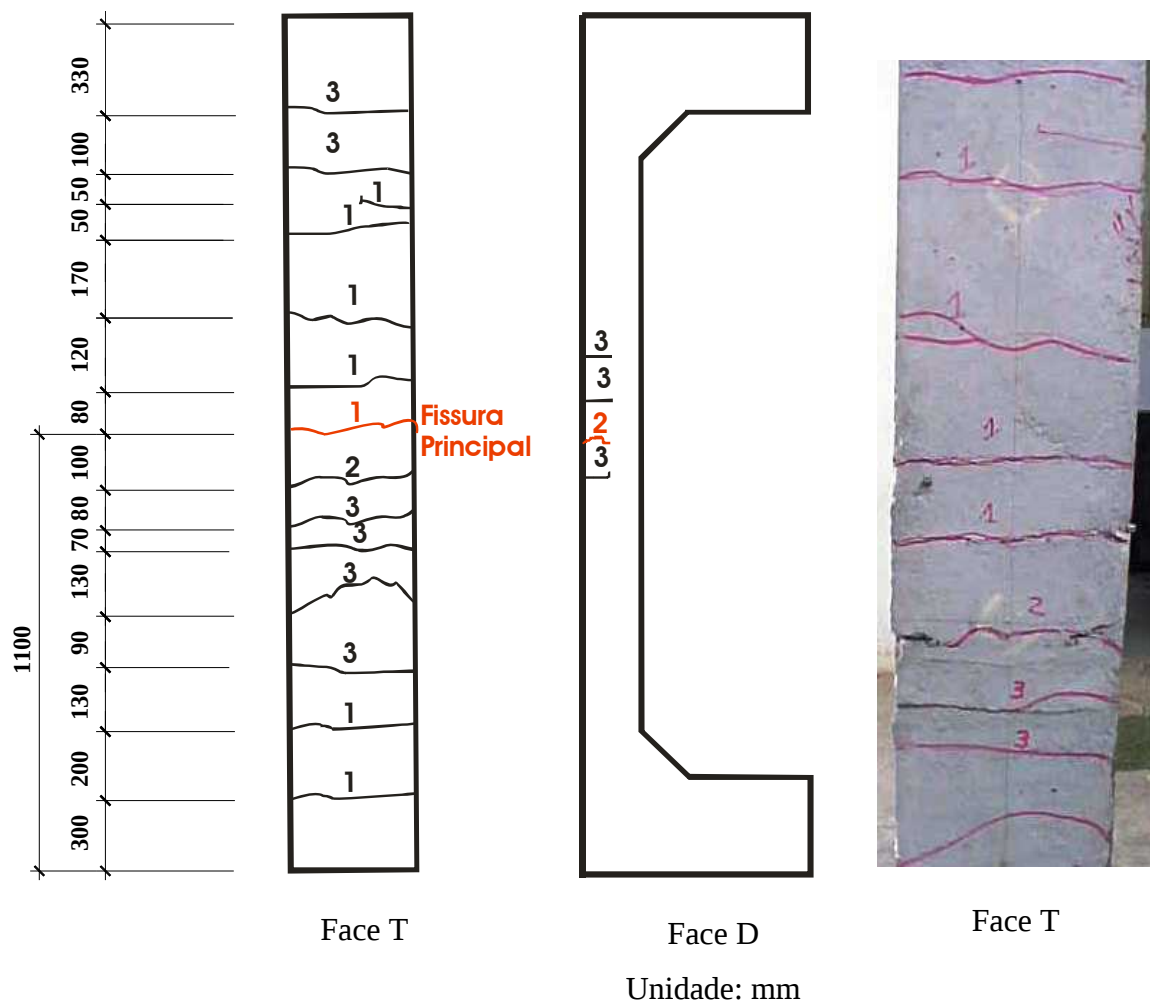


Figura 4.47 – Mapa e fotografia das fissuras do pilar PT10

Tabela 4.5 – Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar PT10

Fissura	P_i (kN)	P_i/P_u
1	57,2	0,21
2	81,2	0,30
3	101,6	0,38

$P_u = 268,0 \text{ kN}$; P_i – Estágio de carga no qual foi observada visualmente a fissura.

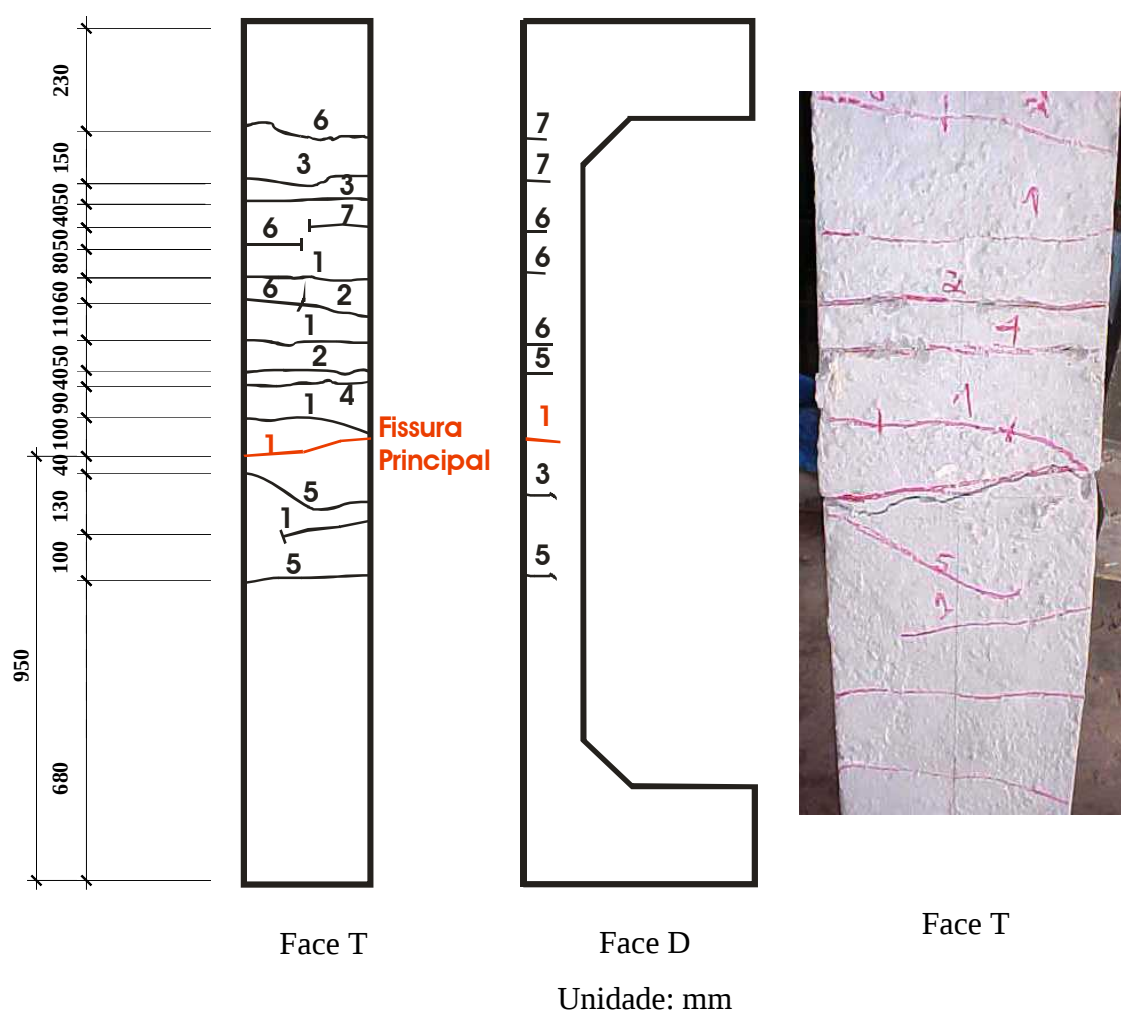


Figura 4.48 – Mapa e fotografia das fissuras do pilar PT12

Os pilares PT10, PT12, PC45T10, PC45T12 apresentaram a primeira fissura visual, respectivamente, com carga de 57,0, 42,0, 100,0 e 262,1 kN. Os pilares PC35 e PC55, por terem sido reforçados apenas na face comprimida, já estavam fissurados. O

PC35 apresentou uma única fissura após o reforço à carga de 180,8 kN e o PC55, não apresentou fissura após o reforço.

Tabela 4.6 – Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar PT12

Fissura	P_i (kN)	P_i / P_u	Fissura	P_i (kN)	P_i / P_u
1	42,0	0,15	5	152,0	0,54
2	71,7	0,26	6	172,0	0,61
3	91,8	0,33	7	202,5	0,72
4	113,5	0,41	-	-	-

$P_u = 280,0\text{ kN}$; P_i – Estágio de carga no qual foi observada visualmente a fissura.

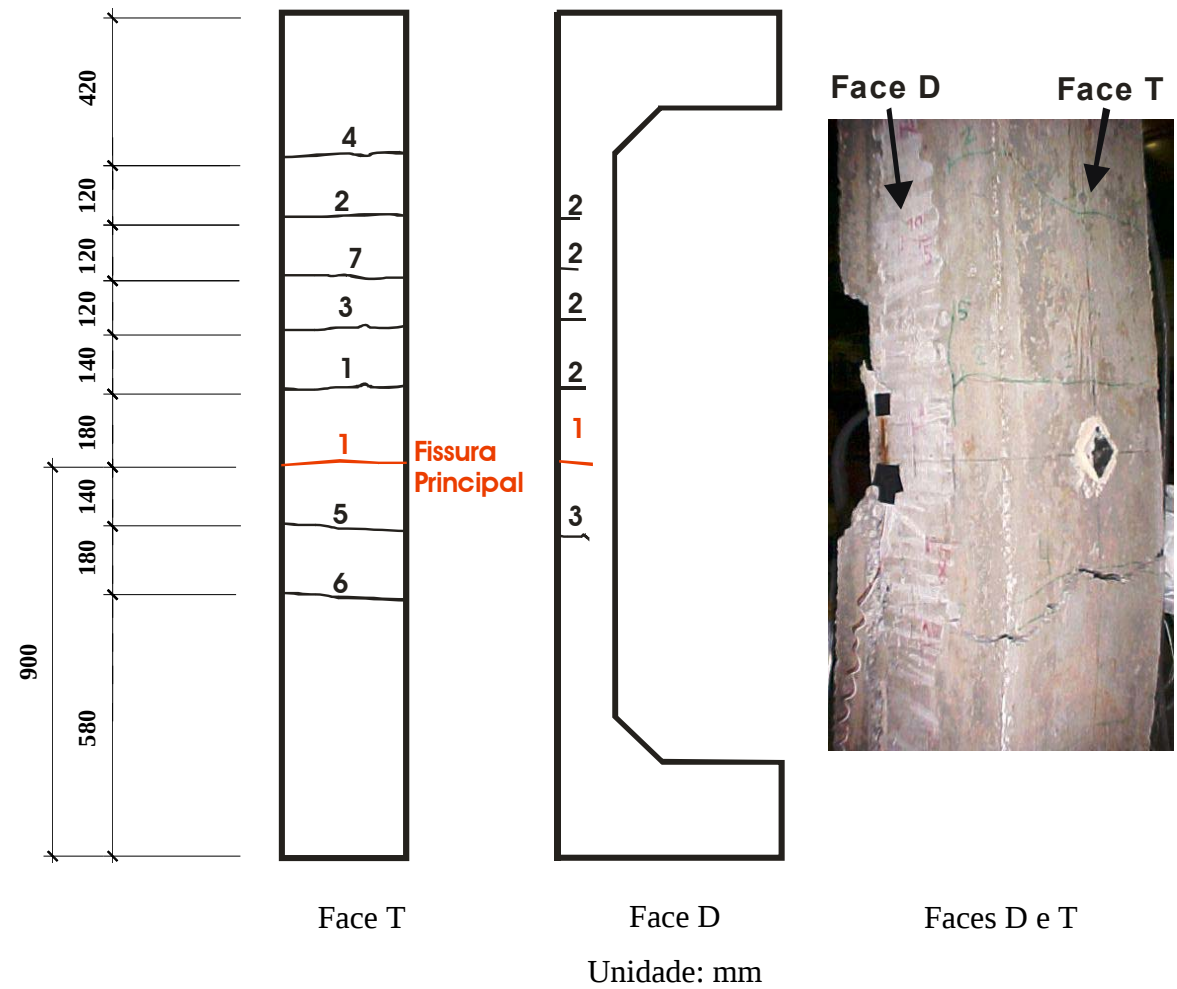


Figura 4.49 – Mapa e fotografia das fissuras do pilar PC45T10

Tabela 4.8 – Carga de fissuração (P_i) e relação carga de fissuração/carga de ruptura (P_u) do pilar PC45T12

Fissura	P_i (kN)	P_i / P_u
1	262,3	0,42
2	321,4	0,51
3	404,5	0,64
4	461,4	0,73

$P_u = 630,0 \text{ kN}$; P_i – Estágio de carga no qual foi observada visualmente a fissura.

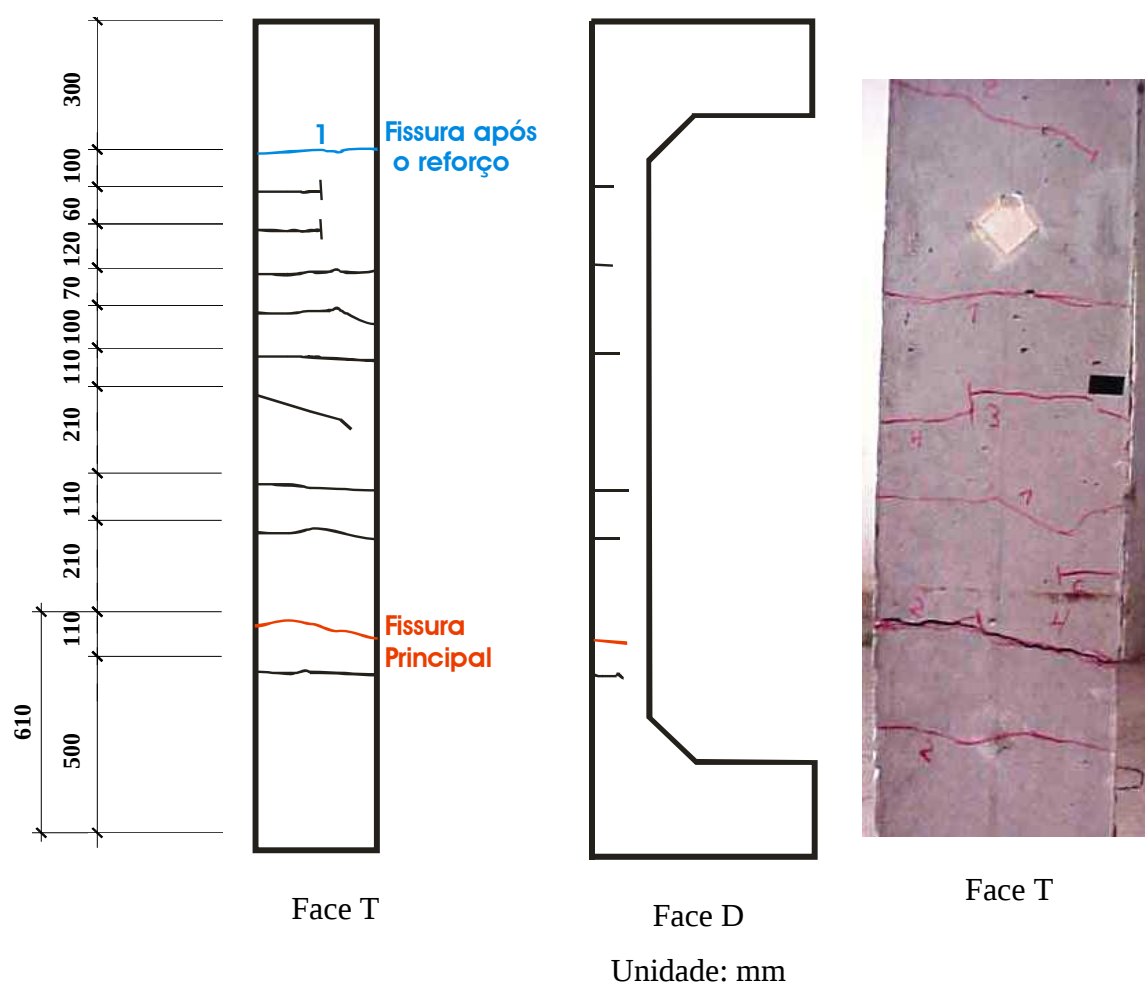


Figura 4.51 – Mapa e fotografia das fissuras do pilar PC35

4.2.5 Cargas e modos de ruptura

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. A Tabela 4.9 apresenta os valores da carga de ruptura e momento máximos gerados nos pilares de referência e nos reforçados.

Tabela 4.9 – Cargas e momentos máximos

Pilar	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{refor} (MPa)	P_u (kN)	e_{inicial} (mm)	$D_{\text{máx}}^{\text{R3}}$ (mm)	e_{final} (mm)	$\varepsilon_s^{\text{máx}}$ (mm/m)	$\varepsilon_c^{\text{máx}}$ (mm/m)	M_u (kN.mm)	λ	Modo de Ruptura
P1	30,5	-	130,1	60,0	20,35	80,35	2,89	-2,22	10.446	57,7	EE
P2	30,6	-	157,0	60,0	37,63	97,63	4,36	-4,69	15.328	57,7	EE
PT10	30,7	43,0	268,0	82,5	32,58	115,08	3,36	-3,45	30.841	41,9	EE
PT12	30,7	44,1	280,0	82,5	20,37	102,87	2,90	-2,92	28.804	41,9	EE
PC45T10	30,7	44,8	645,0	60,0	19,46	79,46	1,75	-3,57	51.252	33,0	E
PC45T12	30,8	45,5	630,0	60,0	11,67	71,67	1,72	-3,89	45.152	33,0	E
PC35	25,1	46,2	380,0	42,5	22,05	64,55	1,47	-2,43	24.529	44,6	D
PC55	25,1	46,8	506,0	32,5	13,62	46,12	1,43	-2,49	23.337	39,5	D

f_c^{sub} – Resistência à compressão do substrato no dia do ensaio de ruptura, para os pilares de referência, e de pré-danificação, para os reforçados;

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 = $e_{\text{inicial}} + R3$;

$\varepsilon_s^{\text{máx}}$ – Deformação máxima do aço tracionado;

$\varepsilon_c^{\text{máx}}$ – Deformação máxima do concreto comprimido;

M_u – Momento máximo = $P_u \cdot e_{\text{final}}$;

EE = Escoamento do aço e esmagamento do concreto;

E = Esmagamento do concreto;

D = Deslocamento do reforço;

ε_y para ϕ 10,0 mm = 2,87 mm/m;

ε_y para ϕ 12,5 mm = 2,53 mm/m;

$\lambda = \frac{3,46 \ell_e}{h}$ – Índice de esbeltez do pilar (se $\lambda \leq 35$ - pilar curto; se $35 \leq \lambda \leq 90$ - pilar médio).

Apesar de ter sido adicionada ao PT12 uma taxa de armadura longitudinal maior, a diferença de carga entre os pilares reforçados na face tracionada (PT10 e PT12) foi de 12 kN, correspondendo apenas 4,4% a mais para o pilar PT12. Essa diferença é

praticamente desprezível e pode ser explicada pelo fato da capacidade portante destes pilares estarem limitadas pelo esmagamento do concreto da face comprimida.

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. As Figuras 4.52 e 4.53 apresentam as fotografias dos pilares PT10 e PT12, respectivamente, após a ruptura, mostrando detalhes do modo de ruptura e a região ocorrida.

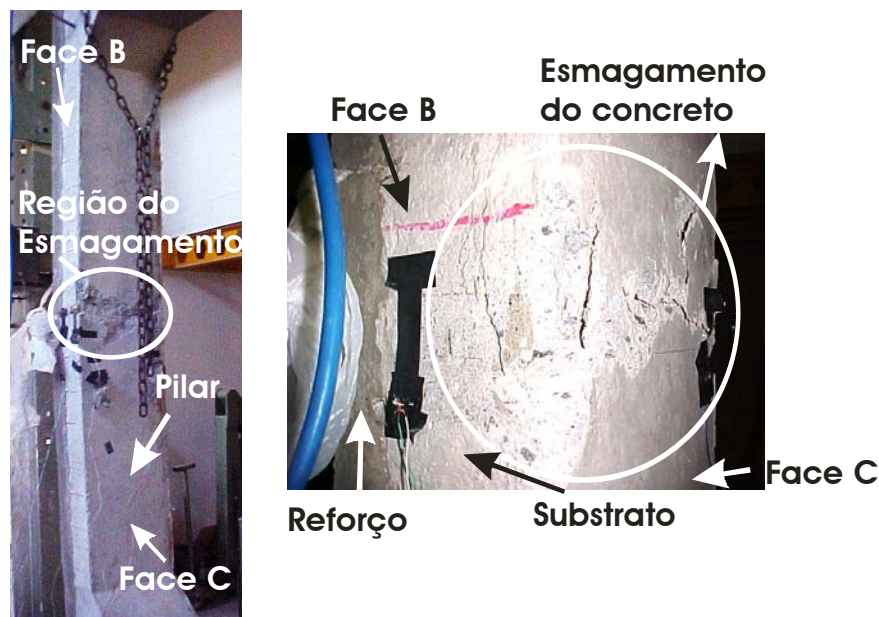


Figura 4.52 – Fotografia do pilar PT10 (reforçado à tração) após a ruptura

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, e pelo fato do pilar ter-se tornado um pilar curto ($\lambda = 33$).

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. As Figuras 4.54 e 4.55 apresentam as fotografias dos pilares PC45T10 e PC45T12, após a ruptura, mostrando detalhes do modo de ruptura e da região ocorrida.



Figura 4.53 – Fotografia do pilar PT12 (reforçado à tração) após a ruptura

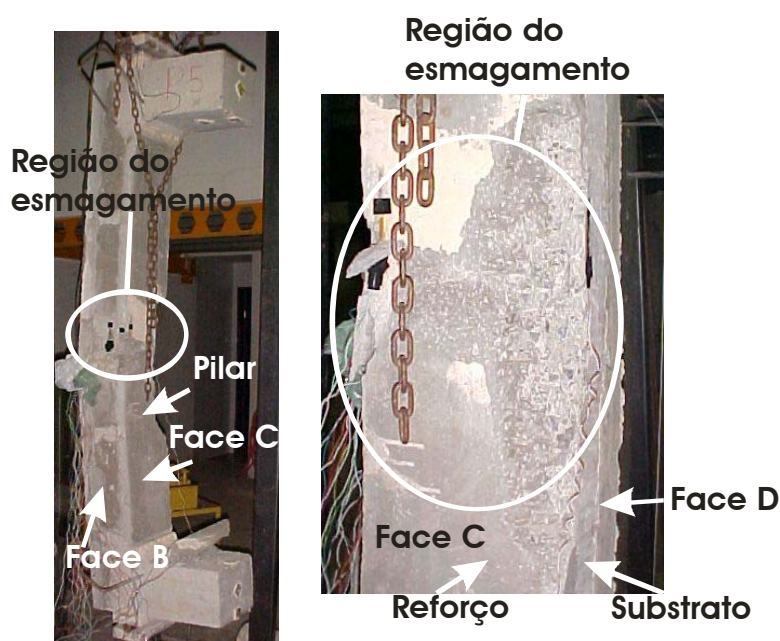


Figura 4.54 – Fotografia do pilar PC45T10 (reforçado à tração e à compressão simultaneamente) após a ruptura

A diferença de carga entre os pilares PC45T10 e PC45T12 foi de 15 kN, apenas 2,3% superior para o pilar PC45T10. Essa diferença de carga, praticamente desprezível, ocorreu pelo fato da capacidade portante desses pilares estar limitada pelo esmagamento do concreto da face comprimida.

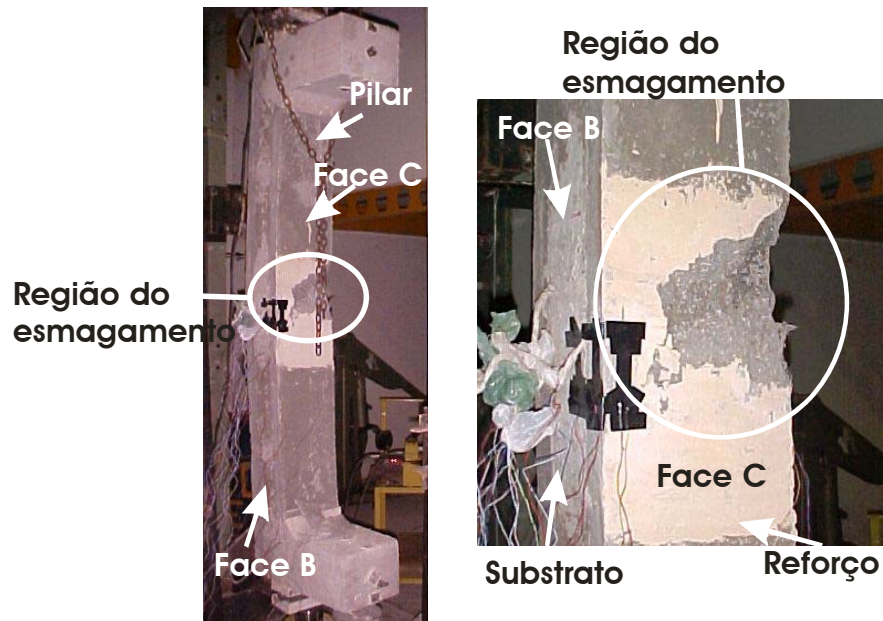


Figura 4.55 – Fotografia do pilar PC45T12 (reforçado a tração e à compressão simultaneamente) após a ruptura

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. Observa-se que entre os pilares PC35 e PC55 a diferença de carga foi de 126 kN, representando 33% a mais para o pilar PC55. Isso indica a influência da excentricidade de carga inicial nos pilares e o aumento da seção transversal.

O pilar PC35 rompeu por deslocamento do concreto do reforço próximo à extremidade inferior do pilar, sem o escoamento da armadura tracionada. O pilar PC55 também rompeu por deslocamento do concreto do reforço, porém, na região próxima a extremidade superior, sem o escoamento da armadura tracionada. Tal fato ocorreu possivelmente devido aos diferentes módulos de elasticidade entre os concretos de diferentes idades. A ruptura desses pilares ocorreu nas extremidades devido às tensões tangenciais entre os concretos de diferentes idades serem maiores nessas regiões.

As Figuras 4.56 e 4.57 apresentam as fotografias dos pilares PC35 e PC55, após a ruptura, mostrando o deslocamento do concreto do reforço e os detalhes do modo de ruptura e da região ocorrida.



Figura 4.56 – Fotografia do pilar PC35 (reforçado à compressão) após a ruptura

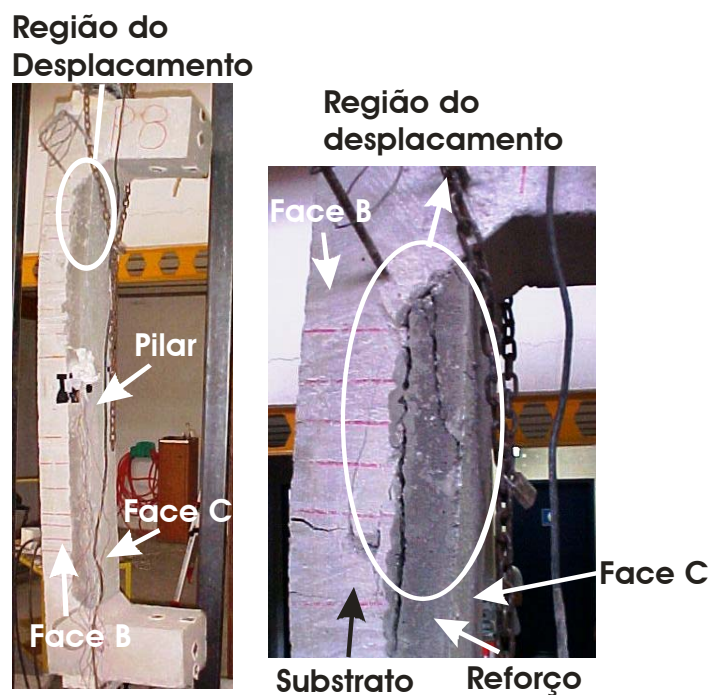


Figura 4.57 – Fotografia do pilar PC55 (reforçado à compressão) após a ruptura

Pode ser observado também, que apesar dos pilares PT10 e PT12 serem reforçados com espessura maior do que o pilar PC35, pelo fato do reforço ter sido executado na face tracionada, a carga de ruptura foi menor, mostrando que a diminuição da excentricidade inicial beneficia a capacidade portante das peças reforçadas.

Os pilares reforçados na face comprimida, mesmo com o deslocamento do concreto do reforço, registraram ganho de carga maior que os reforçados na face tracionada. Esse aumento na capacidade portante foi devido ao aumento da seção transversal e à diminuição da excentricidade inicial de carga. Ressalta-se que se não tivesse ocorrido o deslocamento do concreto do reforço, os pilares PC35 e PC55 poderiam ter apresentado cargas de ruptura maiores. Embora estes pilares tenham apresentado cargas de ruptura maiores que os pilares PT10 e PT12, os momentos últimos são menores, porque a excentricidade inicial de carga e o deslocamento horizontal máximo foram menores.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são analisados e discutidos os resultados experimentais obtidos nos ensaios dos pilares de referência e dos reforçados. São analisados os resultados de deslocamento horizontal, deformações no aço e concreto, formação e desenvolvimento das fissuras, carga e modos de ruptura.

5.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam os diagramas carga x deslocamento horizontal da face tracionada (face T) dos pilares de referência, P1 e P2, e dos pilares originais a serem reforçados, que foram ensaiados após o aperto dos parafusos do pórtico de reação, P7 e P8, nas cargas de 70 e 110 kN. Apesar dos pilares P1 e P2 terem mesma seção transversal e taxa de armadura, observa-se, nessas figuras, que os deslocamentos horizontais na face T foram diferentes, com relação aos valores de deslocamentos e simetria, podendo ser mais perceptível na Figura 5.2.

Ressalta-se que, dentre os pilares de referência, o pilar P1 foi o que apresentou as configurações de deslocamentos na face T mais próximas dos pilares ensaiados após o aperto dos parafusos do pórtico de reação. A Figura 5.3 mostra as curvas carga x deslocamento horizontal na posição do relógio R3 dos pilares. Observa-se, nessa figura, que para o mesmo nível de carga, o pilar P2 apresentou rigidez ligeiramente maior, portanto, menores deslocamentos que o P1. Isso pode ter sido causado pelo fato dos parafusos do pórtico de reação não estarem suficientemente apertados, provocando deslocamentos verticais na viga do pórtico de reação, gerando dissipação de carga no P2.

Dessas análises decidiu-se que o pilar P1 seria o mais adequado para ser usado como pilar de referência. Por isso, nesta análise será adotado apenas o pilar P1 para ser comparado com os pilares reforçados.

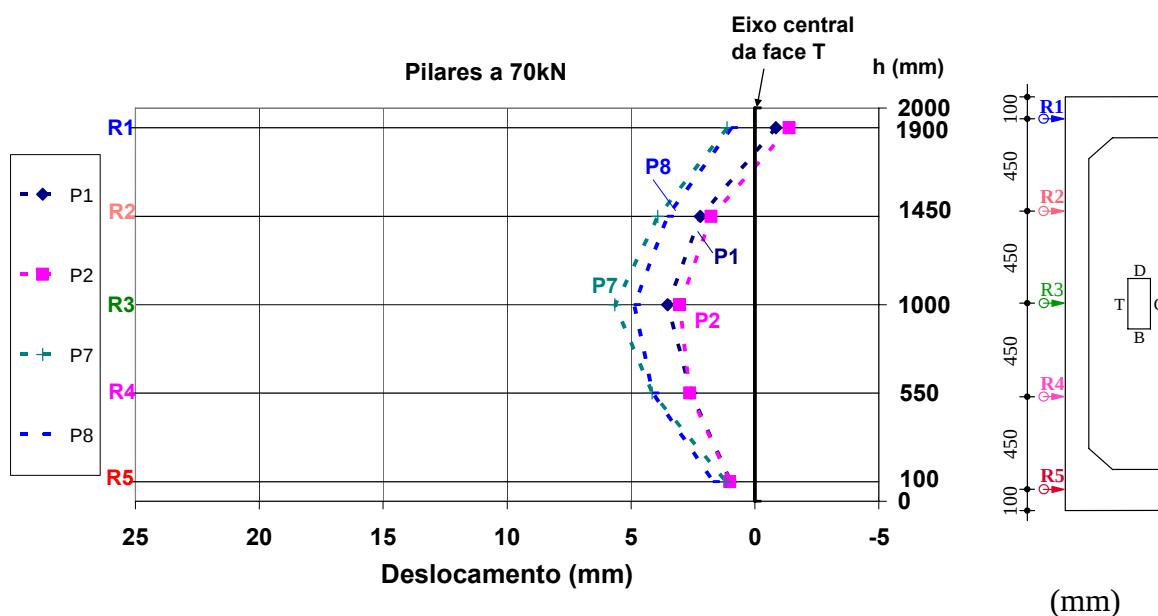


Figura 5.1 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares P1, P2, P7 e P8 à 70 kN

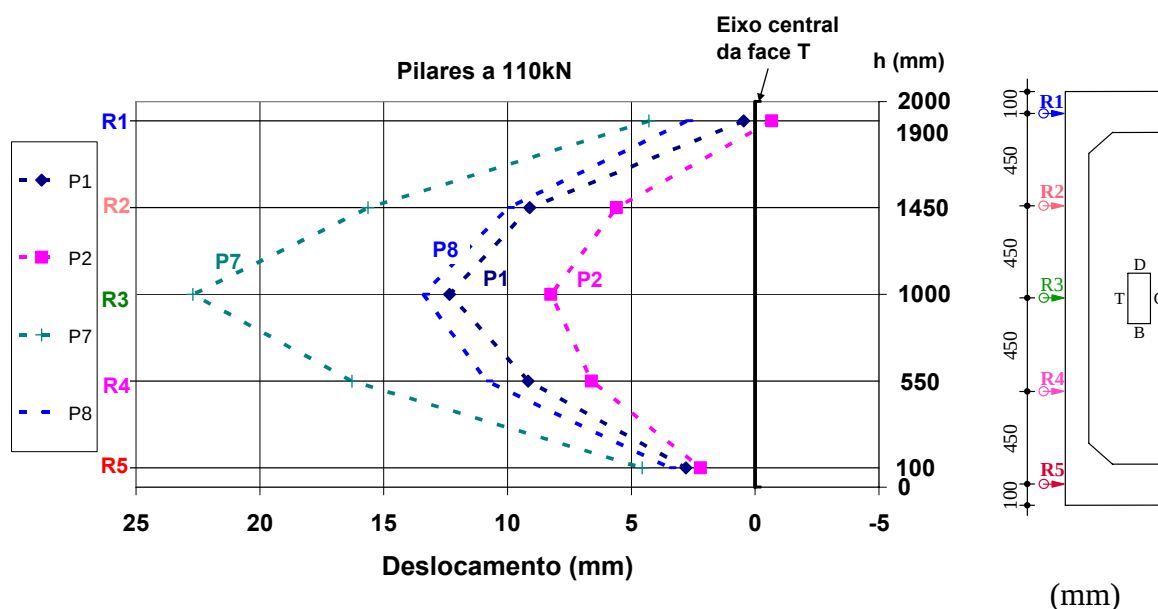


Figura 5.2 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares P1, P2, P7 e P8 à 110 kN

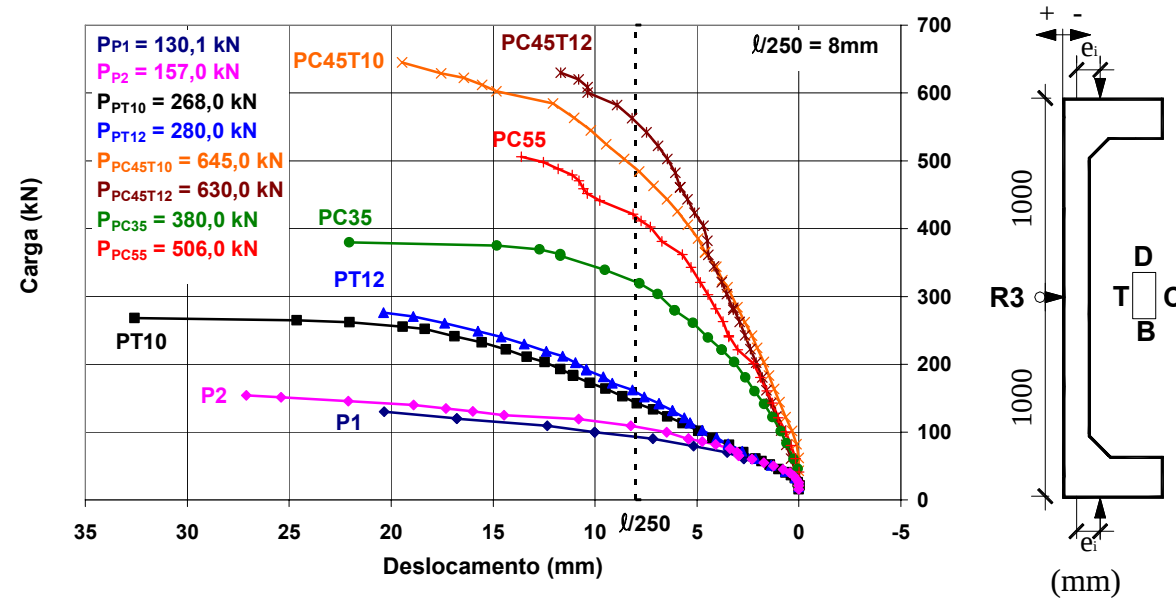


Figura 5.3 – Curvas carga x deslocamento horizontal do relógio R3 dos pilares

A Figura 5.3 mostra que as curvas carga x deslocamento horizontal apresentam o mesmo formato para todos os pilares, sendo formadas basicamente por três segmentos. O primeiro ocorre quando o concreto da face tracionada ainda não fissurou; esta fase não foi observada nos pilares reforçados à compressão, por já estarem fissurados. Em seguida, há uma mudança de inclinação da curva evidenciando uma perda de rigidez em função do início do processo de fissuração e, por fim, observa-se um aumento no deslocamento bastante acentuado, sem ocorrer grandes incrementos no carregamento aplicado, até atingir a carga de ruptura. A Tabela 5.1 mostra os deslocamentos observados para todos os pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça.

Tabela 5.1 – Deslocamentos observados para todos os pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça

Carga (kN)	D_{P1}	D_{P2}	D_{PT10}	D_{PT12}	$D_{PC45T10}$	$D_{PC45T12}$	D_{PC35}	D_{PC55}
(P1) 130,1	20,35	17,32	7,10	6,20	0,80	1,15	1,45	1,15
(P2) 154,1	-	27,11	8,70	7,60	1,10	1,55	2,15	1,55
(PT10) 268,0	-	-	32,58	18,90	2,94	2,95	5,50	3,80
(PT12) 276,0	-	-	-	20,37	3,02	3,23	6,09	4,05
(PC35) 380,0	-	-	-	-	4,90	4,49	22,50	6,72
(PC55) 506,0	-	-	-	-	8,57	6,46	-	13,62
(PC45T12) 630,0	-	-	-	-	17,55	11,67	-	-
(PC45T10) 645,0	-	-	-	-	19,46	-	-	-

D_{Pi} - Deslocamento horizontal do pilar P_i em “mm”.

Na Figura 5.3 e na Tabela 5.1, observa-se que os pilares PT10 e PT12 apresentaram rigidez semelhante entre si, sendo estas, maiores que a rigidez dos pilares de referência porque tinham maiores seções transversais e taxas de armadura. Entretanto, estas peças apresentaram rigidezes menores que todas as outras reforçadas pela face comprimida. Indicando que, caso o deslocamento do pilar de uma edificação, seja um fator limitante, o reforço na face comprimida pode resolver de maneira mais eficiente o problema.

Para a carga de ruptura do pilar P1, os pilares PC45T10, PC45T12, PC35 e PC55 apresentaram rigidezes parecidas, com deslocamentos de pelo menos 14,0 vezes maiores para o pilar P1, comprovando a eficiência do reforço.

Observa-se que mesmo o pilar PC35 tendo seção transversal menor do que os pilares PT10 e PT12, esse pilar apresentou maior rigidez. Isso é devido à excentricidade inicial do pilar PC35 ser menor em 17,5 mm, o que gera um menor momento fletor na peça, conseqüentemente menores deslocamentos. Ressalta-se que para a carga de ruptura do pilar PC35, os pilares PC45T10 e PC45T12 apresentaram praticamente a mesma rigidez entre si e registraram deslocamentos de aproximadamente 0,2 vezes menor que o deslocamento do pilar PC35. Isso ocorreu porque os pilares PC45T10 e PC45T12 tinham maiores seções transversais e taxas de armadura, e ter-se tornado um pilar curto ($\lambda = 33$), o que aumentou a rigidez dessas peças.

Apesar dos pilares reforçados à tração, PT10 e PT12, apresentarem cargas de ruptura próximas (4,4 % de diferença), o deslocamento máximo foi 1,6 vezes maior para o pilar PT10. Isso pode ter ocorrido devido à taxa de armadura do reforço do pilar PT12 ser 1,56 vezes maior do que a do pilar PT10, o que aumentou a rigidez à flexão (EI) em 1,3 vezes a mais para o pilar PT12.

O mesmo comportamento pode ser observado entre os pilares reforçados à compressão e tração, PC45T10 e PC45T12, com 2,3% de diferença na carga de ruptura. O deslocamento do pilar PC45T10 foi 1,67 vezes maior do que o pilar PC45T12, que pode ter ocorrido, também, devido a taxa de armadura do reforço do pilar PC45T12 ser 1,56 vezes maior do que a do pilar PC45T10. Isso indica que apesar de não proporcionar ganho de carga significativa, um aumento na taxa de armadura acarreta um aumento na rigidez da peça.

Como a norma NBR 6118:2003 não especifica valores limites de deslocamentos de pilares para verificação ao estado limite de serviço (ELS) de deformação excessiva, optou-se por utilizar a recomendação da norma associada aos limites de deslocamento apresentados para peças fletidas (vigas e lajes). Mostram-se, na Tabela 5.2, as cargas experimentais atuantes nos pilares, referentes ao deslocamento máximo de serviço permitido pela NBR 6118:2003 para uma viga $\left(DL = \frac{\ell}{250} = 8,0\text{mm} \right)$. Considerou-se um pilar bi-rotulado, adotando-se como comprimento efetivo do pilar $\ell = 2000\text{mm}$.

Tabela 5.2 – Cargas no estado limite de serviço (E.L.S.) pela NBR 6118:2003 para vigas nos pilares ensaiados

Pilar	P_{DL} (kN)	$P_{0,5DL}$ (kN)	$P_{1,5DL}$ (kN)	P_u (kN)	$\frac{P_{1,5DL}}{P_{DL}}$	$\frac{P_u}{P_{DL}}$
	$DL = \frac{\ell}{250} = 8,0$	$0,5.DL = 4,0$	$1,5.DL = 12,0$			
P1	95,0	80,0	109,0	130,1	1,15	1,37
P2	109,0	81,5	122,0	157,0	1,12	1,44
PT10	142,5	91,8	200,0	268,0	1,40	1,88
PT12	162,0	91,8	215,0	280,0	1,33	1,73
PC45T10	484,6	385,5	584,7	645,0	1,21	1,33
PC45T12	562,6	423,4	-	630,0	-	1,12
PC35	319,5	260,0	362,5	380,0	1,13	1,19
PC55	421,4	321,0	488,0	506,0	1,16	1,20

P_{DL} - Carga experimental atuante no pilar quando este atinge o deslocamento limite (NBR 6118:2003);
 DL - Deslocamento limite (NBR 6118:2003) “mm”.

Observa-se, na Tabela 5.2, que os pilares reforçados à tração, PT10 e PT12, foram os que apresentaram deslocamentos limites com cargas mais baixas relacionadas às suas respectivas cargas de ruptura. Os pilares reforçados à compressão, PC35 e PC55, foram os que apresentaram deslocamentos limites com cargas altas relacionadas às suas respectivas cargas de ruptura. Observa-se, também, que para um deslocamento de 1,5 vezes o deslocamento limite, o aumento de carga fica entre 1,12 e 1,40 vezes a carga correspondente ao deslocamento limite. Isso indica que, com o aumento da carga nos pilares, os deslocamentos aumentam em uma proporção maior.

A Tabela 5.3 apresenta a relação entre o deslocamento dos pilares reforçados em função do deslocamento do pilar de referência P1. Essa Tabela mostra que os deslocamentos horizontais, para os pilares reforçados na face tracionada, PT10 e PT12, no início do ensaio, foram maiores que os do pilar P1. Isso ocorreu devido esses pilares estarem pré-danificados, mas à medida que se aumentava o carregamento, essa relação se inverteu, pois na segunda fase o trecho da curva carga x deslocamento horizontal do pilar P1 teve uma mudança de inclinação mais acentuada, gerando maiores deslocamentos com relação aos pilares reforçados na face tracionada. Ressalta-se que entre os pilares PC35, PC55, PC45T10 e PC45T12, para a carga de 130 kN, a maior relação de deslocamentos foi de 0,07, indicando que até a carga de ruptura do pilar de referência P1, esses pilares apresentaram deslocamentos de no máximo 14 vezes menor que o deslocamento do P1.

Tabela 5.3 – Relação entre os deslocamentos horizontais dos pilares reforçados e o deslocamento do pilar de referência P1

Carga (kN)	$\frac{D_{PT10}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{PT12}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{PC45T10}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{PC45T12}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{PC35}}{D_{P1}}$	$\frac{D_{PC55}}{D_{P1}}$
30	3,33	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00
60	0,79	0,79	0,00	0,14	0,09	0,06
90	0,60	0,56	0,03	0,10	0,10	0,07
130	0,35	0,30	0,04	0,06	0,07	0,06

D_p - Deslocamento horizontal do pilar em “mm”.

5.2 DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

Para a análise das deformações das armaduras longitudinais, considerou-se, para os pilares não reforçados na face tracionada, a média entre os extensômetros 1 e 3, da armadura tracionada, e dos extensômetros 2 e 4, da armadura comprimida. Nos pilares reforçados na face tracionada, utilizou-se a média dos extensômetros 1R e 3R, da armadura tracionada e a média entre os extensômetros 2 e 4, da armadura comprimida.

A Figura 5.4 apresenta o gráfico da carga x deformação do aço tracionado para todas as peças ensaiadas. Nos pilares P1, P2, PT10 e PT12, o aço começa a ser tracionado a partir do início do ensaio. Entretanto, nos pilares PC35 e PC55, a armadura só começa a ser efetivamente tracionada a partir das cargas de 240 e 370 kN, respectivamente. Nos

pilares PC45T10 e PC45T12, a partir da carga de 120 kN. Isso ocorreu devido aos pilares PC35 e PC55 apresentarem as menores excentricidades iniciais de carga (42,5 e 32,5 mm, respectivamente), gerando um menor momento fletor, com a linha neutra mais próxima da face tracionada e maior seção transversal (210 mm x 250 mm) para os pilares PC45T10 e PC45T12, porque, quanto maior a área da seção, menores são as tensões normais $\left(\sigma = \frac{P}{A}\right)$, onde “ σ ” é a tensão normal na seção, “P” é a carga e “A” é a área da seção.

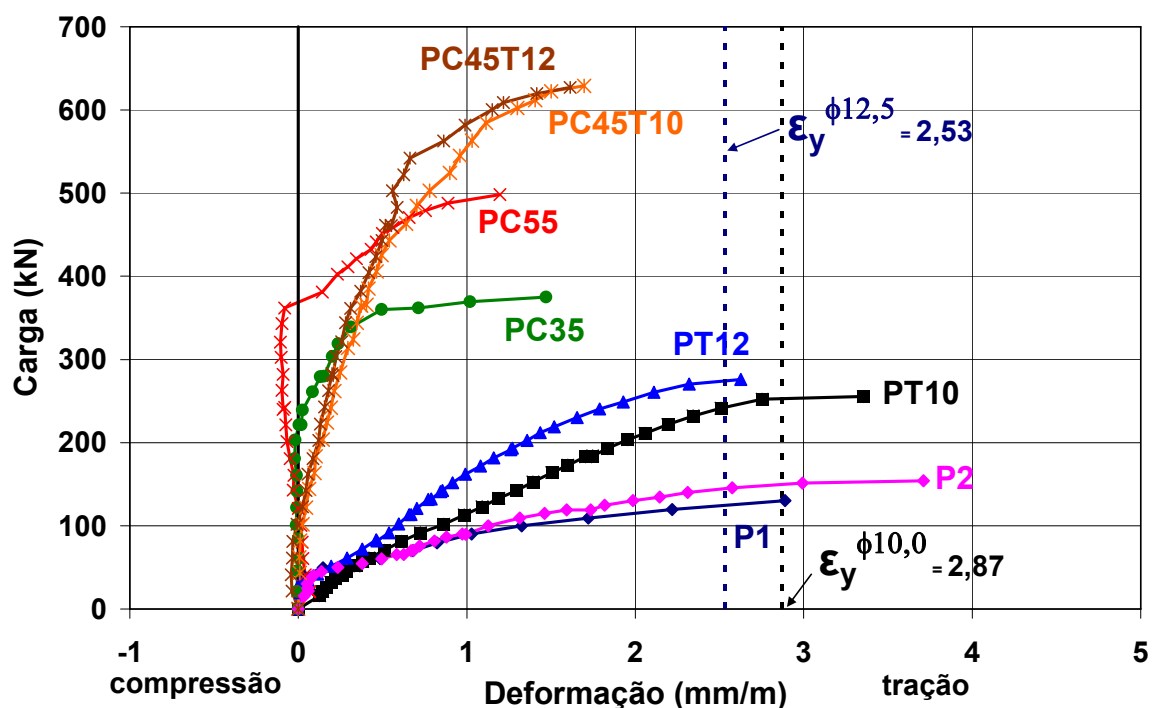


Figura 5.4 – Curvas carga x deformação da armadura tracionada dos pilares

Possivelmente, nos pilares PC35 e PC55, se não tivesse ocorrido o deslocamento entre os concretos, poderiam até romper por deformação excessiva do aço da face tracionada, pois, pelas curvas da Figura 5.4, pequenos incrementos de carga iriam gerar grandes deformações, fazendo com que a armadura atingisse o escoamento. A Tabela 5.4 mostra as deformações da armadura mais próxima à face tracionada, observadas para todos os pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça.

Na Figura 5.4 e na Tabela 5.4, observa-se, que para a carga de ruptura do pilar de referência P1, os pilares reforçados à tração, PT10 e PT12, apresentaram diferença de

deformação entre si de 33,6%, sendo o menor valor observado para o pilar PT12, isso porque esse pilar tinha maior taxa de armadura.

Tabela 5.4 – Deformações da armadura mais próxima à face tracionada dos pilares, para as cargas de ruptura ou próximas à ruptura

Carga (kN)	ε_{sP1}	ε_{sP2}	ε_{sPT10}	ε_{sPT12}	$\varepsilon_{sPC45T10}$	$\varepsilon_{sPC45T12}$	ε_{sPC35}	ε_{sPC55}
(P1) 130,1	2,89	1,98	1,19	0,79	0,04	0,04	0,00	0,00
(P2) 154,1	-	3,71	1,40	0,92	0,07	0,07	-0,02	-0,02
(PT10) 255,0	-	-	3,35	2,02	0,20	0,17	0,06	-0,09
(PT12) 276,0	-	-	-	2,63	0,21	0,18	0,09	-0,10
(PC35) 375,1	-	-	-	-	0,41	0,34	1,47	0,03
(PC55) 498,2	-	-	-	-	0,78	0,56	-	1,20
(PC45T12) 627,0	-	-	-	-	1,69	1,61	-	-
(PC45T10) 629,0	-	-	-	-	1,70	-	-	-

ε_{sP} - Deformação no aço do pilar em “mm/m”;

ε_y para ϕ 10,0 mm = 2,87 mm/m;

ε_y para ϕ 12,5 mm = 2,53 mm/m;

Os valores hachureados representam: $\varepsilon \leq 0,25.\varepsilon_y$.

Observa-se, na Figura 5.4, que mesmo o pilar PC35, tendo seção transversal menor do que os pilares PT10 e PT12, este apresentou menores deformações por ter excentricidade menor, o que gera um menor momento fletor na peça, conseqüentemente menor deformação de tração nas armaduras. Ressalta-se também, que para a carga de ruptura do pilar PC35, os pilares PC45T10 e PC45T12 apresentaram deformações próximas entre si, registrando deformações 0,28 vezes menores que o pilar PC35. Isso ocorreu porque os pilares PC45T10 e PC45T12 tinham seção transversal e taxa de armadura maiores, e ter-se tornado um pilar curto ($\lambda = 33$), o que aumentou a rigidez dessas peças.

Apesar dos pilares reforçados à tração (PT10 e PT12) apresentarem cargas de ruptura próximas (4,4 % de diferença), a deformação da armadura tracionada foi 1,3 vezes maior, para o pilar PT10. Isso ocorreu devido a taxa de armadura do reforço do pilar PT12 ser 1,56 vezes maior do que a do pilar PT10.

Observa-se que, nos pilares reforçados à compressão e tração, PC45T10 e PC45T12, com 2,3% de diferença na carga de ruptura, apesar do pilar PC45T12 ter taxa de armadura 1,56 vezes maior, as deformações entre esses pilares foram semelhantes. Isso pode ter ocorrido pelo fato do modo de ruptura ter sido por esmagamento do concreto, o que solicitou mais a armadura, e pela intensidade da pré-danificação ter sido diferente.

Observa-se que, mesmo que os pilares reforçados à compressão, PC35 e PC55, tenham apresentado cargas de ruptura menores do que os pilares reforçados na face comprimida e tracionada simultaneamente, PC45T10 e PC45T12, as deformações de tração registradas foram menores até a carga de 340 kN, para o pilar PC35, e 460 kN, para o pilar PC55. Isso ocorreu possivelmente devido a menores excentricidades iniciais de carga nos pilares PC35 e PC55 (42,5 e 32,5 mm, respectivamente), o que gerou menor momento fletor na peça, conseqüentemente menor flexão.

A Figura 5.5 apresenta o gráfico da carga x deformação no aço comprimido de todos os pilares ensaiados. Para os pilares P1, PT10 e PT12, a armadura comprimida apresentou, desde o início do ensaio, deformações maiores que as observadas nos pilares P2, PC45T10, PC45T12, PC35 e PC55, que apresentaram deformações próximas. A Tabela 5.5 mostra deformações da armadura comprimida, observadas para todos os pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça.

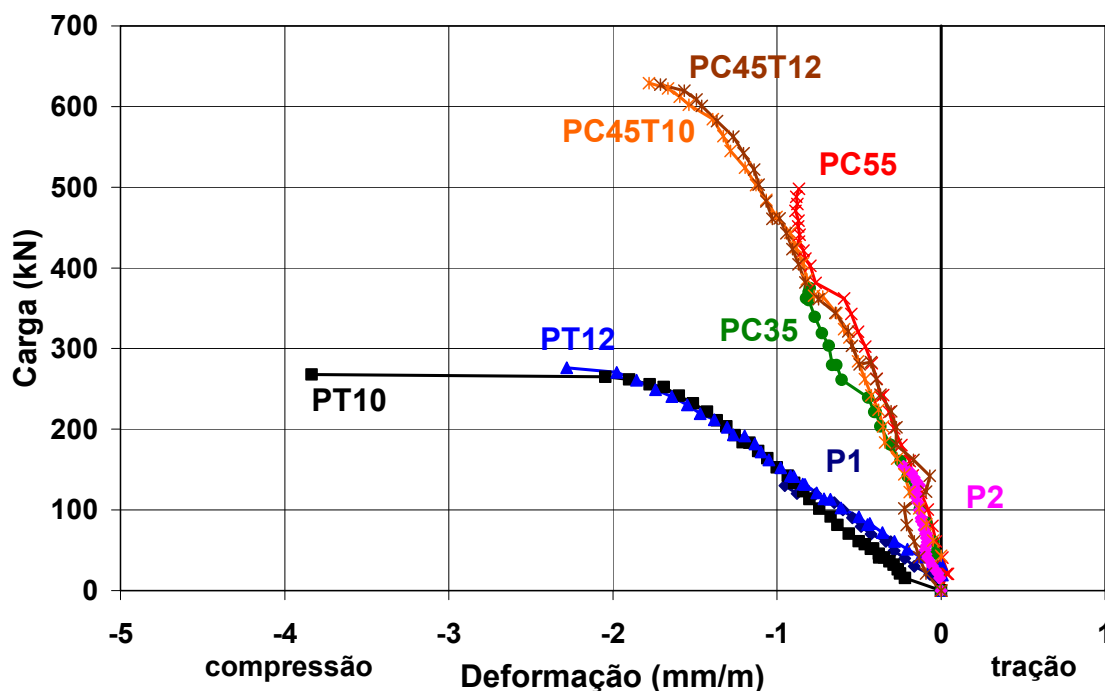


Figura 5.5 – Curvas carga x deformação da armadura comprimida dos pilares

Na Figura 5.5 e na Tabela 5.5, observa-se que até a carga de ruptura do pilar de referência P1, os pilares PT10 e PT12 apresentaram no aço comprimido deformações semelhantes. Esses pilares, reforçados, não apresentaram deformações menores, possivelmente, devido estarem pré-danificados. Observa-se também que se considerarmos a deformação de escoamento do aço comprimido igual a do aço tracionado, que é $\varepsilon_y = 2,87$ mm/m, a armadura comprimida do pilar PT10 apresentou escoamento e a do pilar PT12 registrou 79% da deformação de escoamento.

Tabela 5.5 – Deformações da armadura comprimida, dos pilares, para as cargas de ruptura ou próximas à ruptura

Carga (kN)	ε_{sP1}	ε_{sP2}	ε_{sPT10}	ε_{sPT12}	$\varepsilon_{sPC45T10}$	$\varepsilon_{sPC45T12}$	ε_{sPC35}	ε_{sPC55}
(P1) 130,1	-0,95	-0,13	-0,89	-0,83	-0,21	-0,08	-0,15	-0,14
(P2) 154,1	-	-0,23	-1,00	-1,00	-0,23	-0,16	-0,23	-0,20
(PT10) 268,0	-	-	-3,83	-1,97	-0,47	-0,42	-0,63	-0,41
(PT12) 276,0	-	-	-	-2,28	-0,48	-0,42	-0,65	-0,42
(PC35) 375,1	-	-	-	-	-0,80	-0,80	-0,80	-0,76
(PC55) 498,2	-	-	-	-	-1,11	-1,11	-	-0,87
(PC45T12) 627,0	-	-	-	-	-1,71	-1,71	-	-
(PC45T10) 629,0	-	-	-	-	-1,78	-	-	-

ε_{sP} - Deformação no aço do pilar em “mm/m”;

$\varepsilon_y = 2,87$ mm/m (deformação de escoamento à tração);

Os valores hachureados representam: $|\varepsilon| \leq 0,25 \cdot \varepsilon_y$

5.3 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Para a análise das deformações do concreto, considerou-se a média entre as deformações lidas pelos extensômetros elétricos CC1 e CC2, colados na face comprimida (face C). A Figura 5.6 apresenta o gráfico da carga x deformação no concreto da face comprimida para todos os pilares ensaiados.

Observa-se, na Figura 5.6, que os pilares P1, P2 e PT12 apresentaram deformações próximas entre si até a carga de 100 kN; a partir desta carga as deformações do pilar PT12 diminuí com relação às dos pilares P1 e P2 que continuam próximas até a carga de ruptura do pilar P1.

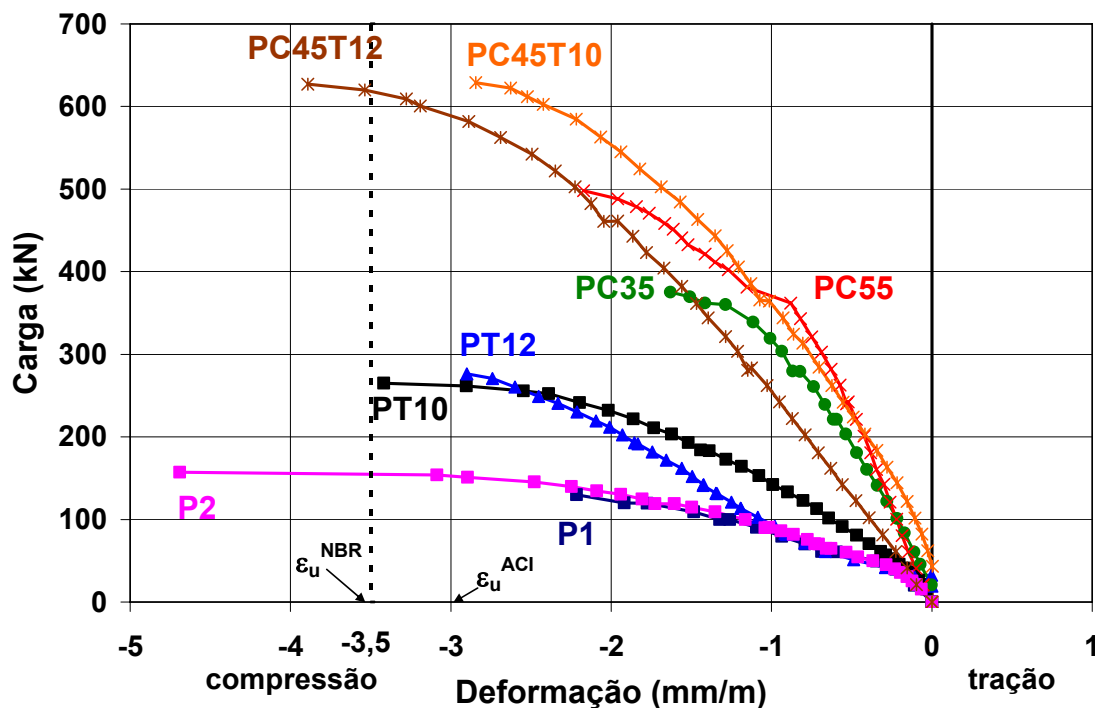


Figura 5.6 – Curvas carga x deformação no concreto comprimido dos pilares

Os pilares PC35 e PC55 apresentaram as menores deformações, provavelmente porque romperam prematuramente por deslocamento do concreto do reforço. Isso ressalta a importância de se dar atenção à ligação entre o concreto novo e o velho. Observa-se que a deformação máxima do pilar PC55 (-2,17 mm/m) foi um valor correspondente a 72,3% da deformação de esmagamento adotado pelo ACI 318M-02 (-3,0 mm/m) para peças flexo-comprimidas.

A Tabela 5.6 mostra as deformações do concreto comprimido, observadas para todos os pilares em função das cargas de ruptura ou próximas à ruptura de cada peça. Observa-se nessa tabela que os valores das deformações últimas registradas pelos pilares que romperam por esmagamento do concreto, são próximos ou maiores do que a deformação de esmagamento adotado pelo ACI 318M-02 (-3,0 mm/m) para peças flexo-comprimidas, com exceção do pilar P1. Esse fato pode ter ocorrido devido ao esmagamento do concreto do pilar P1 ter ocorrido após o escoamento do aço tracionado, não permitindo que essa deformação pudesse ser registrada.

Tabela 5.6 – Deformações do concreto comprimido, dos pilares, para as cargas de ruptura ou próximas à ruptura

Carga (kN)	ε_{cP1}	ε_{cP2}	ε_{cPT10}	ε_{cPT12}	$\varepsilon_{cPC45T10}$	$\varepsilon_{cPC45T12}$	ε_{cPC35}	ε_{cPC55}
(P1) 130,1	-2,22	-1,94	-1,35	-0,19	-0,52	-0,52	-0,31	-0,28
(P2) 157,0	-	-4,69	-1,09	-1,50	-0,25	-0,60	-0,40	-0,34
(PT10) 265,0	-	-	-3,41	-2,65	-0,65	-1,05	-0,80	-0,60
(PT12) 276,0	-	-	-	-2,90	-0,65	-1,10	-0,86	-0,62
(PC35) 375,1	-	-	-	-	-1,10	-1,53	-1,63	-1,10
(PC55) 498,2	-	-	-	-	-1,68	-2,22	-	-2,17
(PC45T12) 627,0	-	-	-	-	-2,75	-3,89	-	-
(PC45T10) 629,0	-	-	-	-	-2,84	-	-	-

ε_{cP} - Deformação no concreto comprimido do pilar em “mm/m”.

$\varepsilon_u^{NBR} = 3,50 \text{ mm/m}$ - Deformação de esmagamento do concreto segundo NBR 6118:2003;

$\varepsilon_u^{ACI} = 3,00 \text{ mm/m}$ - Deformação de esmagamento do concreto segundo ACI 318M-02.

Os valores hachureados representam: $|\varepsilon| \leq 0,25 \cdot \varepsilon_u^{NBR}$

5.4 COMPORTAMENTO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

As Figuras 5.7 a 5.14 ilustram gráficos das distribuições de deformações, ao longo do plano médio da seção crítica de cada pilar, para quatro solicitações distintas, correspondentes a aproximadamente 25%, 50% e 75% da carga de ruptura e também a última leitura efetuada. Para traçar estes gráficos foram usados os valores das deformações da armadura tracionada, ε_s , da comprimida, ε_s' e das fibras de concreto relativas à face externa comprimida, ε_c . Nos diagramas apresentados, os pontos correspondentes às leituras de deformações foram interligados, fornecendo assim, uma aproximação do comportamento geral da seção transversal. As Tabelas 5.7 a 5.14 apresentam as relações momento atuante e momento resistente de cada pilar. Os detalhes de cálculo dos momentos resistentes estão no anexo D, item D.6.

Apenas para os pilares P1, P2 e PC45T12, os diagramas confirmam a validade do princípio clássico de Bernoulli, de que as seções planas permanecem planas após deformações, existindo a proporcionalidade entre deformação e distância à linha neutra. Os demais pilares não confirmaram esse princípio, possivelmente por apresentarem materiais diferentes, estarem pré-danificados, com deformações residuais na armadura, e terem módulos de elasticidade diferentes.

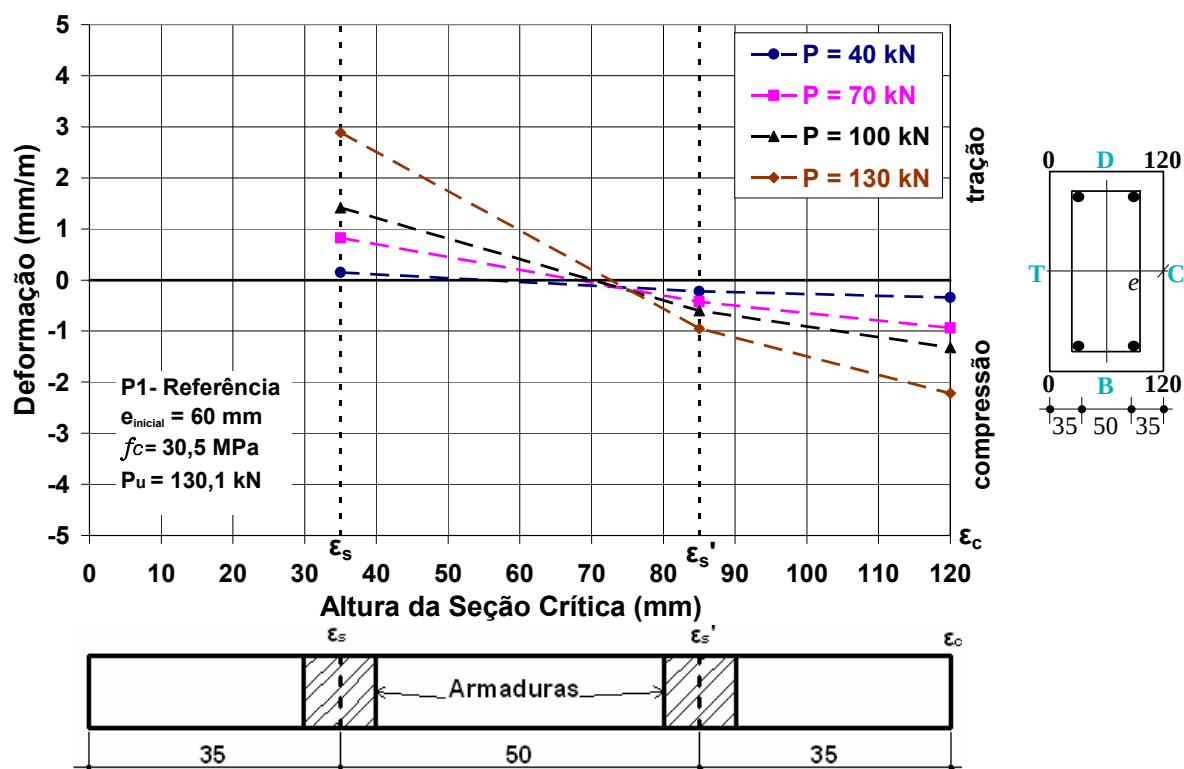


Figura 5.7 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P1

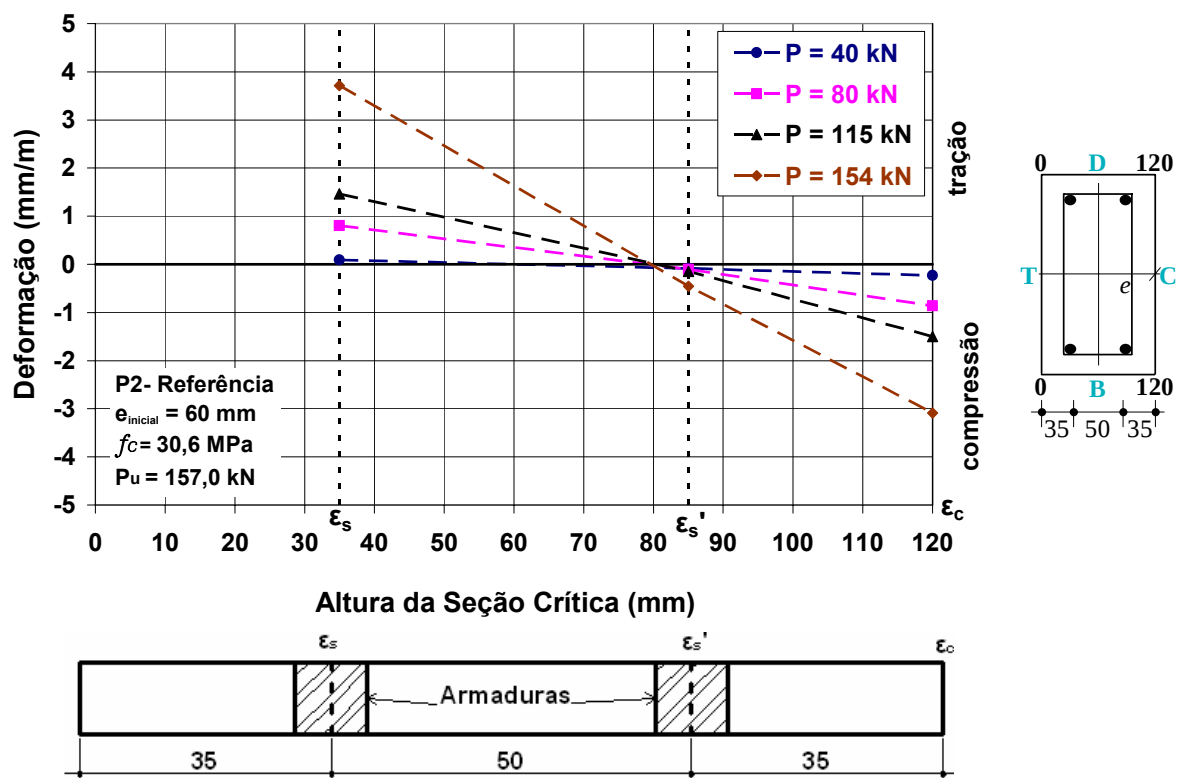


Figura 5.8 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar de referência P2

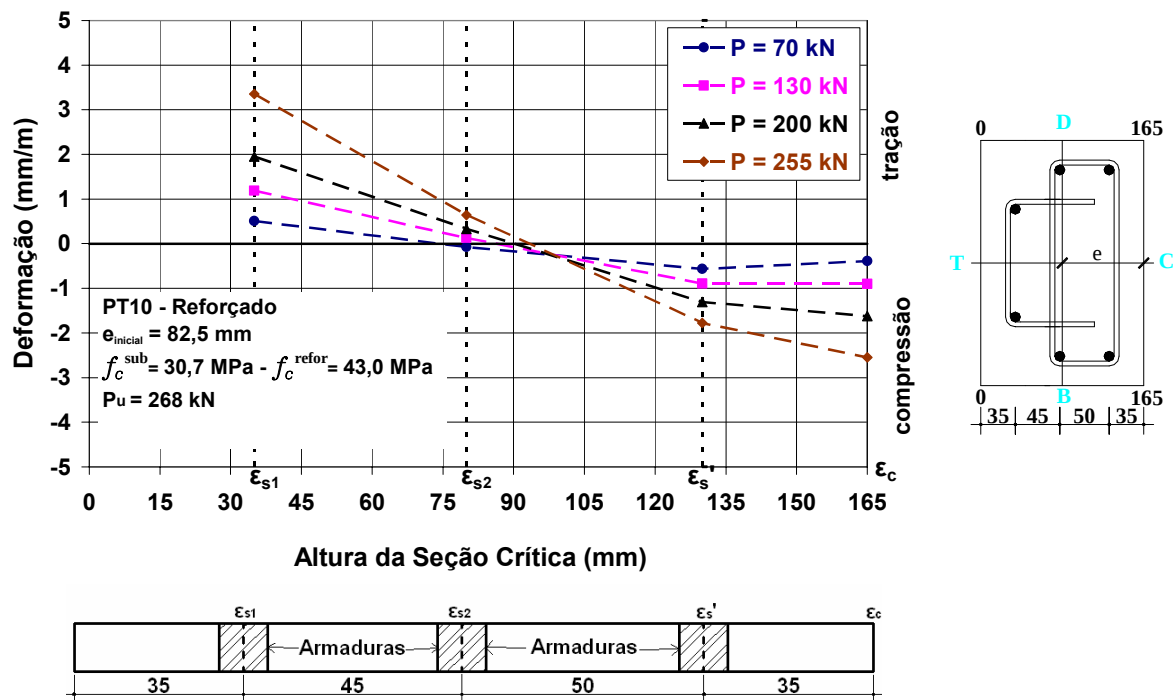


Figura 5.9 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PT10

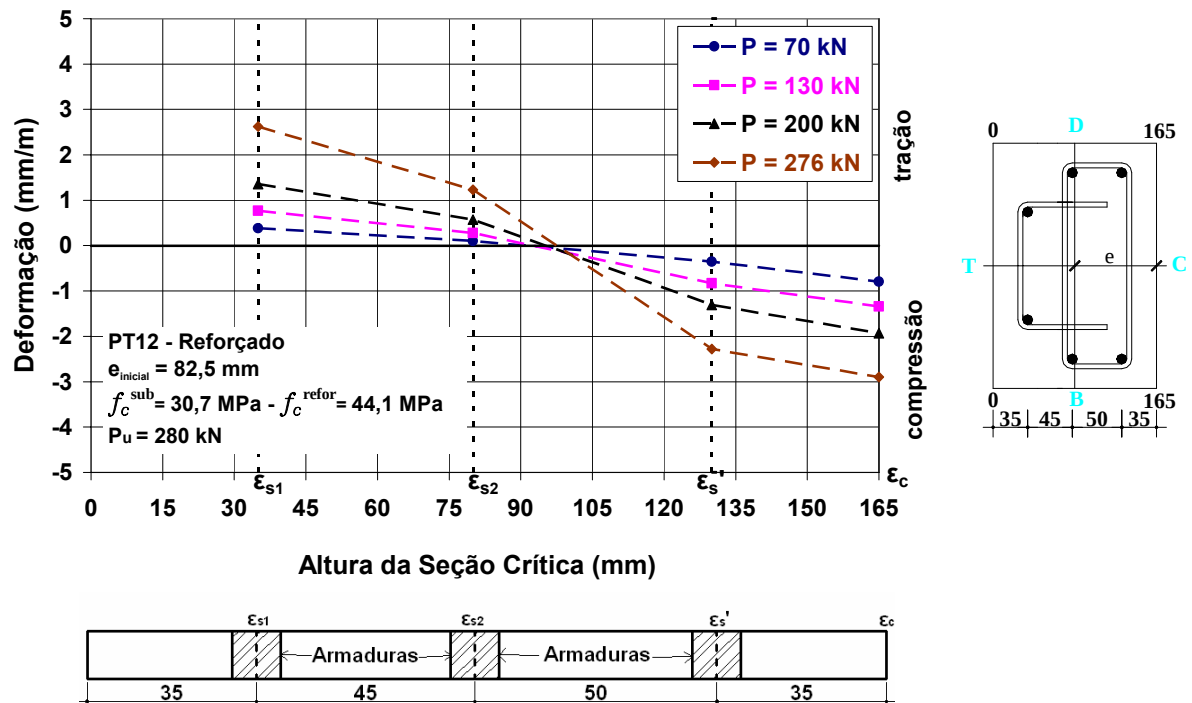


Figura 5.10 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PT12

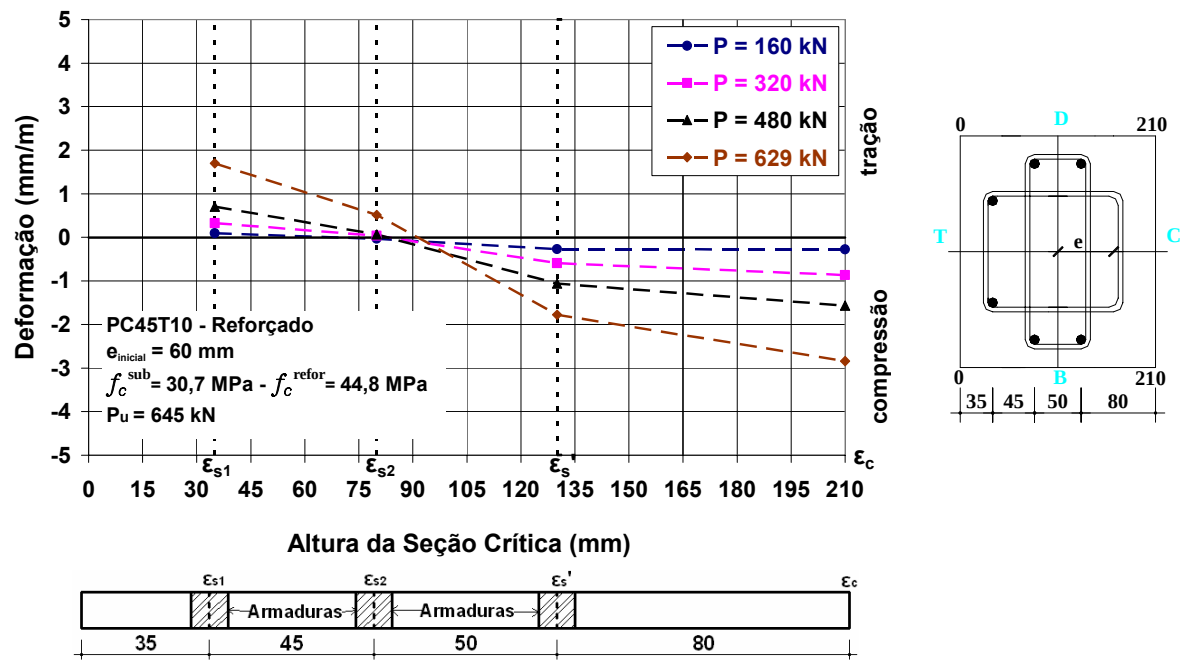


Figura 5.11 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC45T10

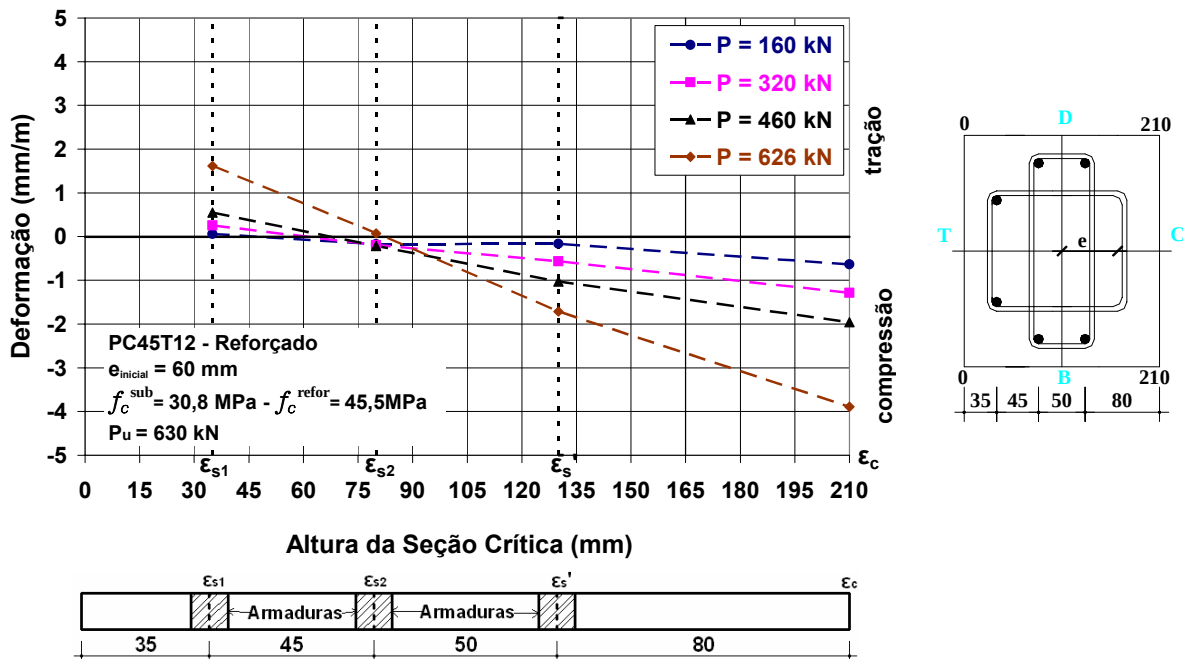


Figura 5.12 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC45T12

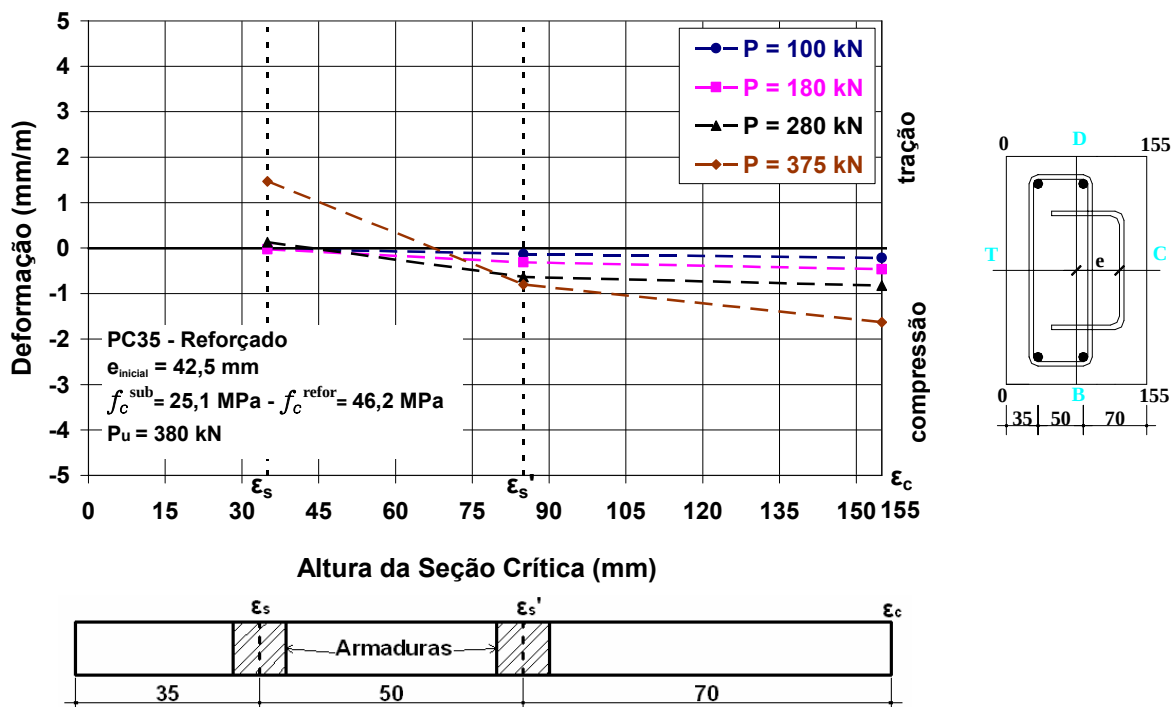


Figura 5.13 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC35

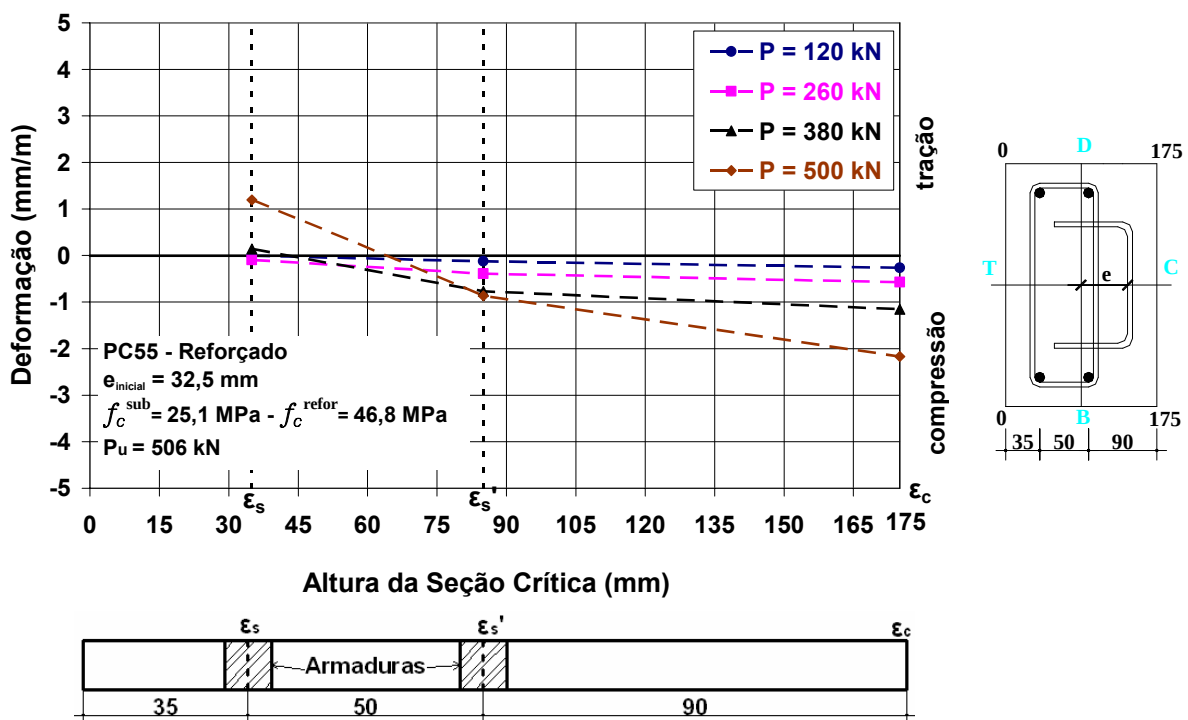


Figura 5.14 – Distribuições de deformações ao longo do plano médio da seção crítica do pilar reforçado PC55

Tabela 5.7 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar de referência P1

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
40	65,0	3.844	2.400	0,62
70	47,6	6.150	4.450	0,72
100	45,2	7.259	7.002	0,96
130	42,9	9.481	10.454	1,10
$P_u = 130,1 \text{ kN}$				

Tabela 5.8 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar de referência P2

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
40	61,1	4.110	2.418	0,59
70	43,8	6.168	4.425	0,72
100	43,1	7.368	6.636	0,90
154	38,6	9.433	13.420	1,42
$P_u = 157 \text{ kN}$				

Tabela 5.9 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PT10

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
70	90,0	2.164	4.434	2,05
130	78,3	8.108	8.948	1,10
200	75,0	12.712	14.740	1,15
255	71,7	16.737	20.290	1,21
$P_u = 268 \text{ kN}$				

Tabela 5.10 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PT12

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
70	73,3	5.291	4.501	0,85
130	73,3	8.112	8.709	1,07
200	70,0	12.807	14.369	1,12
276	67,7	22.193	22.190	1,00
$P_u = 280 \text{ kN}$				

Tabela 5.11 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC45T10

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
160	140,4	30.504	10.012	0,33
320	127,1	34.940	20.667	0,59
480	127,1	36.960	32.865	0,89
629	118,7	43.622	48.782	1,12
$P_u = 645 \text{ kN}$				

Tabela 5.12 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC45T12

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
160	163,9	21.942	9.971	0,45
320	149,1	29.475	20.495	0,70
460	142,7	33.750	30.336	0,90
626	128,0	45.193	45.155	1,00
$P_u = 630 \text{ kN}$				

Tabela 5.13 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC35

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
100	125,4	22.966	6.150	0,27
180	123,8	23.388	11.324	0,48
280	111,5	26.408	18.459	0,70
375	87,6	31.001	28.065	0,91
$P_u = 380 \text{ kN}$				

Tabela 5.14 – Relação momento atuante e momento resistente do pilar reforçado PC55

P (kN)	x (mm)	M_{resist} (kN.mm)	M_{atuante} (kN.mm)	$\frac{M_{atuante}}{M_{resist}}$
120	140,1	44.532	7.386	0,17
260	156,5	39.958	16.748	0,42
380	132,1	46.209	25.438	0,55
500	111,0	49.574	37.250	0,75
$P_u = 506 \text{ kN}$				

Observa-se, nessas tabelas, que para as cargas mais próximas à ruptura, a relação momento atuante ($M_{atuante}$) e momento resistente (M_{resist}), para todos os pilares, foi maior ou igual a um, exceto para os pilares reforçados à compressão (PC35 e PC55). Isso

ocorreu devido esses pilar terem rompido prematuramente por deslocamento do concreto do reforço.

5.5 RELAÇÕES MOMENTO FLETOR E CURVATURA (M - ϕ)

Estabeleceu-se a equação da curvatura como sendo a Eq. 5.1, a partir das deformações médias na armadura comprimida (ε_s') e na armadura tracionada (ε_s), sendo “y” a distância entre essas fibras ($y = d - d'$). Relacionada às deformações na seção crítica, na região central instrumentada, a equação 5.1 retrata um fenômeno localizado.

$$\phi = \frac{1}{r} = \frac{M}{EI} = \frac{\varepsilon_s' - \varepsilon_s}{d - d'} \quad \text{Eq. (5.1)}$$

O momento fletor no centro da seção crítica é o produto da força axial aplicada nos diversos estágios pela excentricidade, que é determinada somando-se a excentricidade inicial de ensaio com o deslocamento horizontal medido por R3, em cada estágio de carregamento. A Figura 5.15 mostra os diagramas do momento x curvatura dos pilares ensaiados.

Observa-se, na Figura 5.15, que os pilares PC45T10, PC45T12 e PC35 apresentaram curvas semelhantes até o momento fletor de 26.170 kN.mm, sendo que o PC35 foi reforçado apenas na face comprimida, com 35 mm de espessura de reforço, apresentando seção transversal 0,74 vezes menor do que a seção dos pilares PC45T10 e PC45T12. Isso é devido o pilar PC35 ter apresentado excentricidade inicial de 0,71 vezes menor que a destes pilares, gerando menor flexão, conseqüentemente menor curvatura.

Ressalta-se, na Figura 5.15, que para o pilar PC35 o trecho entre os momentos fletores, 15.421 e 17.017 kN.mm e entre 25.808 e 25.959 kN.mm, a inclinação da curva ficou mais próxima à horizontal que os demais trechos. O primeiro trecho ocorreu devido as armaduras da face tracionada do pilar começar a tracionar efetivamente a partir desse carregamento, e o segundo trecho ocorreu devido a plastificação do pilar. Isso aconteceu também, no pilar PC55 entre os momentos fletores de 23.793 e 25.438 kN.mm, que é devido as armaduras da face tracionada do pilar começar a tracionar efetivamente a partir desse carregamento.

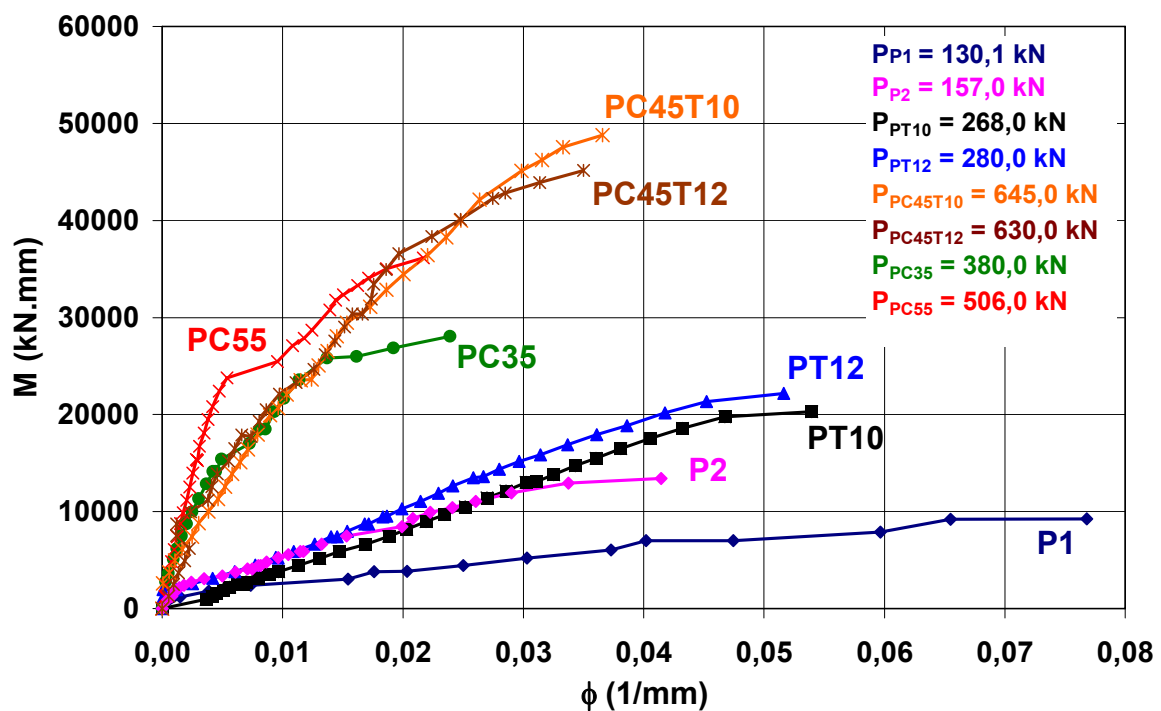


Figura 5.15 – Diagramas momento fletor x curvatura dos pilares

Entre todos os pilares, o pilar P1 foi o que apresentou as maiores curvaturas e o pilar PC55 as menores. Os pilares P2, PT10 e PT12 apresentaram curvaturas aproximadas até o momento fletor de 12.915 kN.mm.

5.6 FISSURAÇÃO

A Tabela 5.15 apresenta as cargas da primeira fissura observada visualmente no ensaio ($P_{f,visual}$) e as determinadas graficamente ($P_{f,gráf.}$) por meio das curvas carga x deslocamento horizontal, considerando o instante em que houve uma mudança de direção da curva. A Figura 5.16 mostra as curvas carga x deslocamento horizontal, usadas para determinar as cargas de fissuração ($P_{f,gráf.}$). Observa-se, na Tabela 5.15, que todas as cargas de fissuração, determinadas graficamente, foram menores que as determinadas visualmente.

Tabela 5.15 – Cargas de fissuração

Pilar	$P_{f,visual}$ (kN)	$P_{f,gráf.}$ (kN)
P1	70,0	40,0
P2	60,1	40,0
PT10	57,2	40,0
PT12	42,0	40,0
PC45T10	100,0	80,0
PC45T12	262,3	60,0

$P_{f,visual}$ – Carga da 1ª fissura observada visualmente;

$P_{f,gráf.}$ - Carga de fissuração determinada por meio da curva carga x deslocamento horizontal de cada pilar (Figura 5.16);

Obs.: Os pilares PC35 e PC55 já estavam pré-fissurados, por isso não foram apresentados nesta tabela.

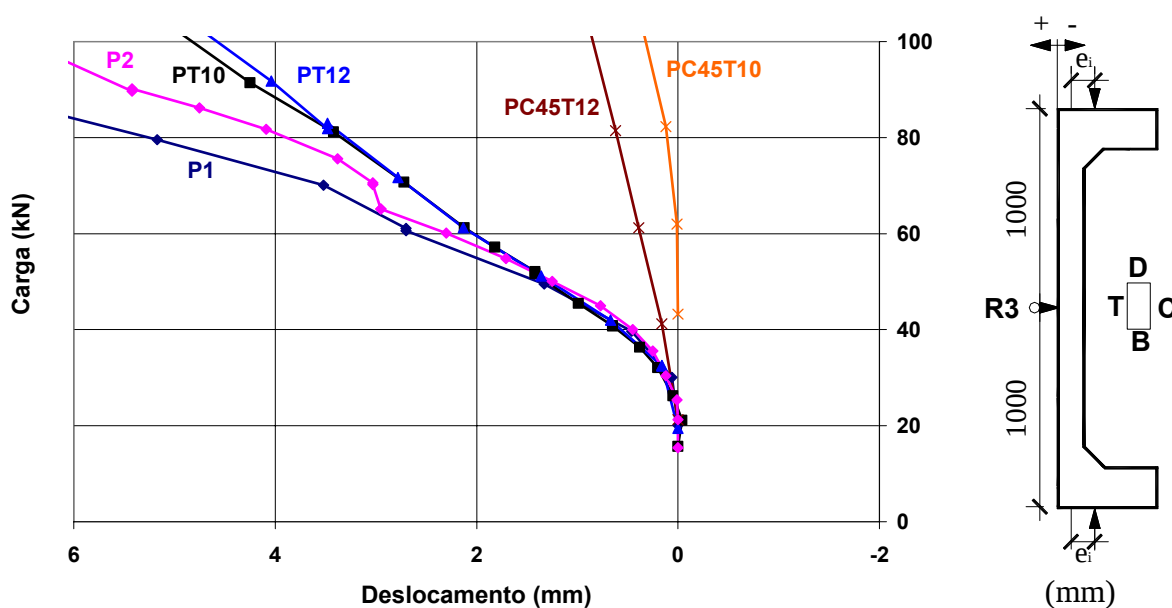


Figura 5.16 – Curvas carga x deslocamento horizontal do relógio R3

5.7 RELAÇÕES FORÇA NORMAL E MOMENTO FLETOR

A Figura 5.17 apresenta os diagramas momento fletor relativo (μ) x força normal relativa (v) dos pilares ensaiados. Observa-se, nessa figura, que os pilares de referência P1 e P2, apresentaram curvas semelhantes e linearidade até $\mu = 0,06$; a partir deste, as curvas mudam de inclinação. O mesmo comportamento ocorre nos pilares PT10 e PT12. Nos outros pilares, a mudança de inclinação nas curvas é menos brusca e ocorre

aproximadamente quando $\mu = 0,10$. Esta mudança de inclinação corresponde a aproximadamente à fase plástica dos pilares.

A Figura 5.18 apresenta os diagramas momento fletor x carga nos pilares ensaiados. Observa-se, nessa figura, que todos os pilares apresentaram curvas de mesma inclinação, indicando que a relação carga x deslocamento foi linear para todos os pilares até cargas próximas à ruptura.

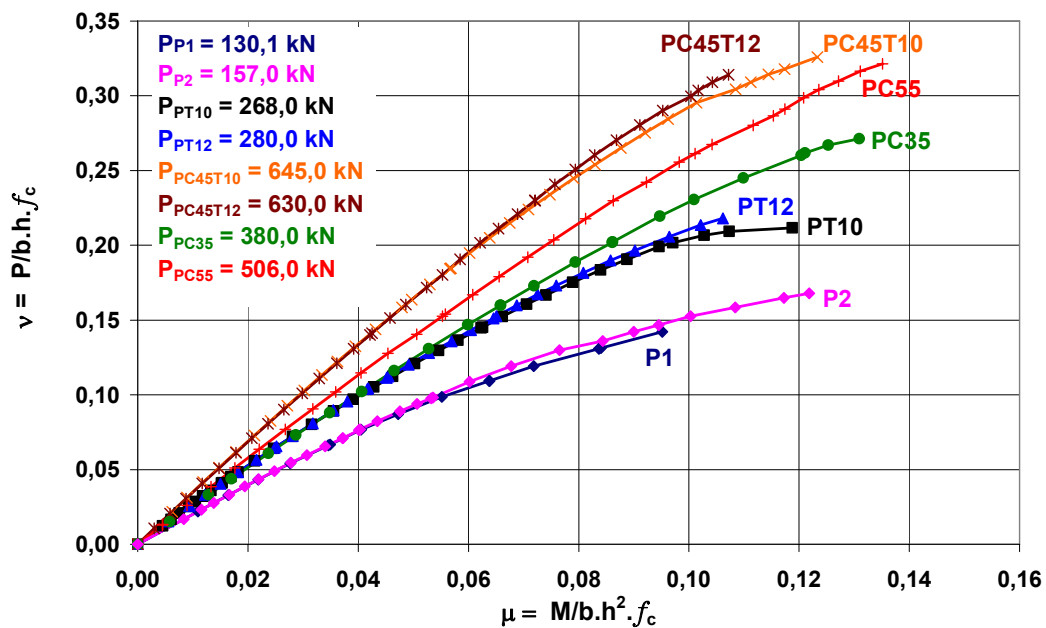


Figura 5.17 – Diagramas força normal relativa (v) x momento fletor relativo (μ) dos pilares

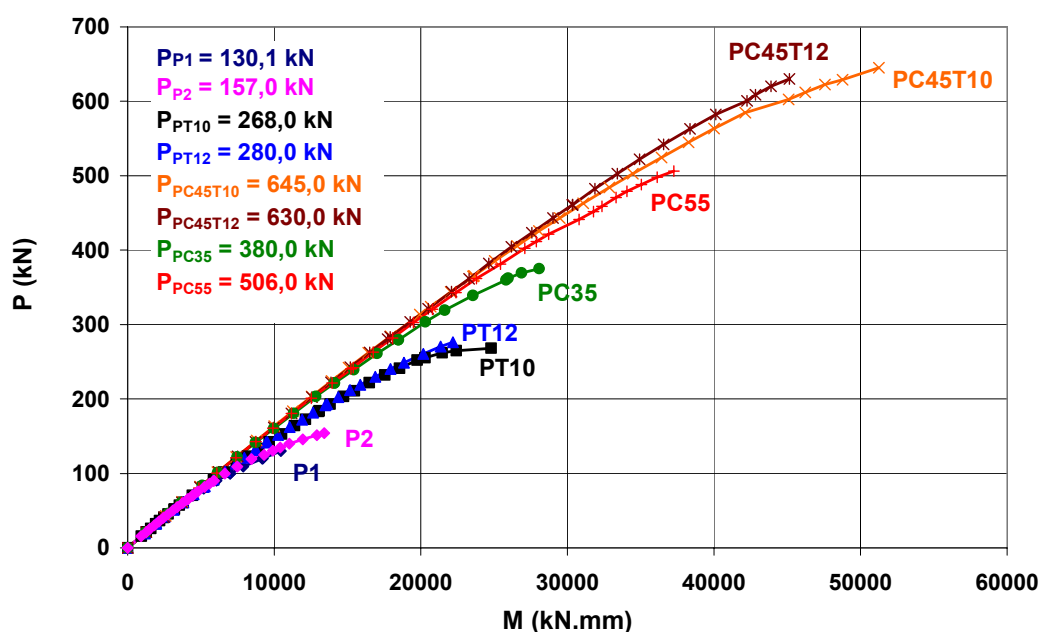


Figura 5.18 – Diagramas carga x momento fletor dos pilares

A diferença entre as Figuras 5.17 e 5.18 é que, nesta última, eliminou-se a influência das dimensões da seção transversal no comportamento da estrutura, por isso, todos os pilares apresentaram curvas de mesma inclinação entre si.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho, analisou-se o comportamento de pilares reforçados por aumento de seção transversal, com e sem adição de barras de aço longitudinais, envolvidas com concreto auto-adensável (CAA). Entretanto, em função da grande quantidade de tipos de materiais cimentícios, que podem ser utilizados nesta intervenção, não se teve a pretensão de analisar se haveria diferença de comportamento caso fosse usado outro material cimentício na estrutura reabilitada, deixando esta análise para ser feita em estudos futuros.

As principais conclusões obtidas são as seguintes:

1) Comportamento carga x deslocamento horizontal

Por meio das análises dos deslocamentos horizontais, observou-se que os deslocamentos dos pilares reforçados na face tracionada, PT10 e PT12, no início do ensaio, foram maiores que os do pilar de referência (P1). Isso ocorreu devido a esses pilares estarem pré-danificados, mas à medida que se aumentava o carregamento, essa relação se inverteu, pois, na segunda fase, o trecho da curva carga x deslocamento horizontal do pilar P1 sofreu uma mudança de inclinação mais acentuada, gerando maiores deslocamentos em relação aos pilares reforçados na face tracionada.

Os pilares PC35, PC55, PC45T10 e PC45T12 foram mais rígidos que o pilar P1, desde o início do ensaio, comprovando a eficiência do reforço na redução dos deslocamentos horizontais. Dentre esses pilares, os que apresentaram maior rigidez foram os reforçados na face comprimida e tracionada simultaneamente (PC45T10 e PC45T12).

2) Comportamento carga x deformação no aço:

Nos pilares de referência e reforçados somente na face tracionada, o aço começa a ser tracionado a partir do início do ensaio. Entretanto, nos pilares PC35 e PC55 a armadura só começa a ser efetivamente tracionada a partir de 63% e 73% de suas respectivas cargas de ruptura, e nos pilares PC45T10 e PC45T12, a partir de 19%. Isso ocorreu devido aos pilares PC35 e PC55 apresentarem as menores excentricidades iniciais de carga (42,5 e 32,5 mm, respectivamente), gerando um menor momento fletor e maior seção transversal para os pilares PC45T10 e PC45T12 (210 mm x 250 mm).

3) Cargas e modos de ruptura:

Todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior a 2,1 vezes a carga do pilar de referência, confirmando a eficiência de todos os tipos de reforço executados.

Apenas os pilares reforçados na face comprimida (PC35 e PC55) apresentaram deslocamento do concreto do reforço, indicando que a aderência do concreto novo com o velho deve ser melhorada. Uma das soluções poderia ser a substituição do fíller (pó-de-brita) pela sílica ativa, na composição do concreto auto-adensável.

Os pilares reforçados na face tracionada (PT10 e PT12) e reforçados na face comprimida e tracionada simultaneamente (PC45T10 e PC45T12), não apresentaram indícios de deslocamento do concreto do reforço. Mesmo sendo a diferença da taxa de armadura colocada no reforço da face tracionada desses pilares de 36%, a diferença da carga de ruptura entre eles foi apenas de 4,4% e 2,3%, respectivamente. Provavelmente, um aumento da taxa de armadura nesta face poderá não proporcionar ganho de carga considerável, devido à possibilidade do esmagamento do concreto.

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. Considerando a taxa de armadura de tração utilizada nessas peças, 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. O pilar PC55, reforçado na face comprimida, que teve menor excentricidade inicial da carga (32,5mm), apresentou ganho de carga, 3,9 vezes maior que o pilar de referência (P1).

Os pilares reforçados na face comprimida e tracionada, simultaneamente (PC45T10 e PC45T12), foram os que apresentaram as maiores cargas de ruptura, 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, da taxa de armadura e ter-se tornado um pilar curto ($\lambda = 33$), o que aumentou a rigidez dessas peças.

4) Concreto auto-adensável (CAA):

O concreto auto-adensável como material para reforço demonstrou ser satisfatório, moldando-se a seção das peças sem que houvesse segregação e aparecimento de “brocas”. Quanto à aderência, este 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.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar ensaios de pilares com mesmas seções transversais, taxas de armadura e comprimento dos pilares reforçados, porém monolíticos, para verificar se há diferença de comportamento e em quanto foram afetados na capacidade portante, principalmente para os pilares PC35 e PC55, que apresentaram deslocamento no concreto do reforço.
- Ensaiair pilares com diferentes espessuras de reforço, principalmente nas faces comprimidas.
- Substituir totalmente ou parcialmente o fíller (pó-de-brita) pela sílica ativa na composição do concreto auto-adensável, para tentar melhorar a aderência entre os concretos de diferentes idades, evitando o deslocamento do concreto do reforço.

- Verificar se haveria diferença de comportamento caso fosse usado outro material cimentício na estrutura reabilitada.
- Como em todas as peças ensaiadas neste trabalho foi aplicado carregamento de curta duração, aconselha-se a realização de análise de peças sujeitas a carregamento de longa duração ou cíclica e a realização do reforço fazendo o descarregamento parcial dos pilares.
- Simular computacionalmente, por meio de uma modelagem numérica, o comportamento do reforço em pilares com aumento da seção, para se comparar com resultados experimentais.
- Aprimorar os métodos de ensaio, para que determinem quantitativamente as propriedades do concreto auto-adensável (fluidez, coesão, resistência à segregação e exsudação) no estado fresco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABU-TAIR, A. I.; RIGDEN, S. R.; LAVERY, D.; NADJAI, A. e AHMED, T. M. A. **A New Method for Evaluating the Surface Roughness of Concrete Cut for Repair or Strengthening**. Construction and Building Materials, 14, p.171-176, 2000.
- ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary** - ACI 318M/02. Detroit, American Concrete Institute, 2001.
- 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.
- AİTCIN, P. C., **High-Performance Concrete**. London, U. K., Editora E & FN SPON, 1st Edition, 1998, 591 p.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**, Rio Grande do Sul, Editora Dunas, 2003. V.3, 2ª edição.
- ARAÚJO, L. M. B. **Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Submetidos à Flexão Normal Composta**. Dissertação de Mestrado – UFG, Goiânia – GO, 196p, 2004.
- ASSIS, C. E. A. R. de. **Análise Experimental de Lajes Treliçadas Reforçadas pela Face Superior**. 2005. 211 f. Dissertação de Mestrado – UFG, Goiânia - GO, 211p, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 1985.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: **Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto – Procedimento –** Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: **Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado –** Rio de Janeiro, 1985.
- BASTOS, P. S. d. S., **Pilares de Concreto Armado**, Bauru – SP (UNESP), 2004, 107p. Notas de Aula.
- BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção**. Volumes 1 e 2. 5.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1994.
- BESSON, L. C. A.; ISA, M. M. **Concreto Auto-adensável de Alto Desempenho: Determinação da Composição do Esqueleto Granular e Otimização do Volume de Pasta**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47º, Olinda 2005, **Anais**.
- CAMPOS, C. O. **Análise Experimental de Lajes de Concreto Armado Reforçadas pela Face Superior**. 2000. Dissertação de Mestrado– UFG, Goiânia – GO, 131p, 2000.
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1.ed. São Paulo: Pini, 1988.
- CLÍMACO, J. C. T. de S. **Uma Análise Crítica dos Métodos de Avaliação de Aderência e do uso de Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto**. XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 1991, Porto Alegre, **Anais**.

- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1983). **Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)**. *Bulletin d'Information* n°. 162.
- EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. 2000. São Carlos, publicação EESC-USP.
- EFNARC. (2002) **Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete** - <http://www.saplei.eesc.usp.br/sap5820/schedule.htm>.
- FERNANDES, Carlos Alberto M.; STEINER, A. F.; CLEMENTE, L. G. **Reforço de Pilares de Elevado do Metrô de São Paulo**. Salvador, BA. 1999. p.235. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 41º, Salvador, 1999. **Anais**.
- FORTES A. S. **Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Fibras de Carbono**, Florianópolis, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, SC, 224p, 2000.
- GARCIA, S. R. A. e CLÍMACO, J. C. T. **Eficiência da Aderência de Materiais de Reparo para Estruturas de Concreto**. In: 43º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2001, Foz do Iguaçu-PR, **Anais**.
- GEYER, A. L. B. SÁ, R. R. **Concreto Auto-Adensável: Uma Nova Tecnologia a Disposição da Construção Civil de Goiânia**, Revista REALMIX, Goiânia- GO, Informativo Técnico, nº 01, 2005.
- GEYER, A. L. B.; SÁ, R.R.; PORTO, R. A.; ULHÔA, U. G.; CORREA, M. I. F. A. **Utilização de Concreto Auto-Adensável em Estruturas de Edifícios com Custos Inferiores ao Concreto Convencional**. Revista Construção em Goiás, Goiânia- GO, nº 461, 2005.

- GOBBI, T. L.; AMARAL, C. K. **Concreto Auto-Adensável de Alto Desempenho - Benefícios Proporcionados Pela Adição de Microsilica**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47º, Olinda 2005, **Anais**.
- GUIMARÃES, G. N. **Estruturas de Concreto Armado**. Goiânia, 2001. Notas de Aula.
- HELENE, P. R.L.; OLIVEIRA, P. S. F.; FIGUEIREDO, A. D. **Grautes – Novos Materiais de Construção Civil**. Revista Engenharia 473. São Paulo, 1989.
- HELENE, P. R. L. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1992.
- JARDIM, L. L. **Análise Experimental de Vigas Parede com Concreto de Alta Resistência Reforçadas ao Cisalhamento**. Dissertação de Mestrado – UnB, Brasília – DF, p, 1998.
- MAILVAGANAM, N. P.; MITCHELL, L. (2003). **Repairs to Restore Serviceability in Concrete Structures**. Construction Technology Update No. 59, Oct. 2003. http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/ctus/59_e.html.
- MASTER BUILDERS, INC.; **MBrace Composite Strengthening System – Engineering Design Guidelines**. Cleveland, USA, 1998.
- MELLO, E. L. **Concreto Armado: Resistência Limite à Flexão Composta Normal e Oblíqua**. 1. ed., Brasília: Editora Universidade de Brasília: FINATEC, 2003. 224 p.
- REIS, A. P. A. **Reforço de Vigas de Concreto Armado Submetidas a Pré-Carregamento e Ações de Longa Duração com Aplicação de Concretos de Alta Resistência e Concreto com Fibras de Aço**. 2003. 286p. Tese (Doutorado) – USP, São Carlos, 2003.

- REPETTE, W. L. Concretos de Última Geração: Presente e Futuro. In: ISAIA, G.C. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2.v. cap. 49. p. 1509-1550.
- REPETTE, W. L.; LIMA, M.; CASCUDO, O. **Recomendações para Reparo de Estruturas de Concreto com Armaduras Corroídas**. Contribuição técnica apresentada no 4º Seminário de Corrosão na Construção Civil, 1990.
- RESPONSE 2000. Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2000. <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/home.shtml>
- ROCHA, C.C. **Durabilidade - Palavra Bonita mas Muito Pouco Compreendida**. Revista Recuperar, p. 28-34, março/abril, 1997.
- ROCHA, F. dos S.; FERREIRA, J. B.; ARRUDA, H. C.; IOPPI, P. R. **Procedimentos para Recuperação de Pilares com Flambagem Localizada de Barras**. 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte - MG, **Anais**.
- RUIZ FILHO, M. L.; FRAGA, D; TEIXEIRA L. M. **Execução de Sistema de Reforço dos Pilares de Apoio da Cobertura em Concreto Armado, para Elevação da Estrutura Metálica de Cobertura do Ginásio de Esportes Rio Vermelho-GO**, 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte - MG, **Anais**.
- SCHREINER, A. P. P. **Revolução da Fibras de Carbono**. Revista do CREA-SP nº. 01, São Paulo, 2001.
- SILVA, M. E.; HELENE, P. R. L. **Concreto Projetado com Adição de Microssilica**. 36ª REIBRAC, Porto Alegre, 1994.
- SOUZA, A. V. L.; CLÍMACO, J. C. T. S.; MELO, G. S. S. **Reforço de Pilares Curtos de Seção Quadrada de Concreto Armado com Mantas de Polímeros Reforçado com Fibras de Carbono**. XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, Brasília - DF, **Anais**.

- SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1º Edição. São Paulo: PINI, 1998. 225p.
- SUSSEKIND, J. C., **Curso de Concreto Armado**, vol. 2, Porto Alegre: Ed. Globo, 1980.
- TAKEUTI, A. R. **Reforço de Pilares de Concreto Armado por Meio de Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho**. 1999. 184p. (Dissertação de Mestrado) – USP, São Carlos.
- TAKEUTI, A. R. **Comportamento Resistente Imediato e ao Longo do Tempo de Pilares Reforçados por meio de Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho** 2003. 266p. Tese (Doutorado) – USP, São Carlos, 2003
- TEIXEIRA JR., S. V. **Reparos de Vigas de Concreto Armado ao Cisalhamento**. 1994. 131p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1994.
- THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios: Causas, Prevenção e Recuperação**. São Paulo, PINI, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989.
- TUTIKIAN, B.F. **Método para Dosagem de Concretos Auto-Adensáveis**. Dissertação de Mestrado. UFRGS, Rio Grande do Sul, 2004.
- VANDERLEI, E; CLÍMACO, J. C. T. S. **Reparo de Pilares de Concreto Armado com Remoldagem da Seção Transversal**. 38ª REIBRAC, Ribeirão Preto, 1996, **Anais**.
- ZANATO, A. G.; CAMPOS FILHO, A.; CAMPAGNOLO, J. L. **Um Estudo Sobre Reforço em Pilares Esbeltos de Concreto Armado**, XXIX JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2000, **Anais**.

ANEXO A

MEDIÇÃO POR MEIO DO TEODOLITO

Antes da ruptura dos pilares, os relógios comparadores eram retirados, evitando o seu estrago devido a possibilidade de queda no instante da ruptura da peça. Para uma leitura complementar do deslocamento horizontal na seção média do comprimento dos pilares levados à ruptura, foi utilizado um teodolito. Neste anexo, são apresentados os detalhes da utilização e do registro da leitura dos deslocamentos por meio do teodolito.

Mirava-se o teodolito em um “percevejo”, colado na face tracionada dos pilares (mesma posição do relógio R3), depois mirava-se em uma linha de referência. Assim, obtinha-se o ângulo de um dos vértices do triângulo, formado pela ligação de três pontos, representados pelas posições do percevejo, da linha de referência e do teodolito. As Figuras A1 e A2 mostram o modelo de triângulo formado com a utilização do teodolito e uma fotografia da utilização do mesmo, respectivamente.

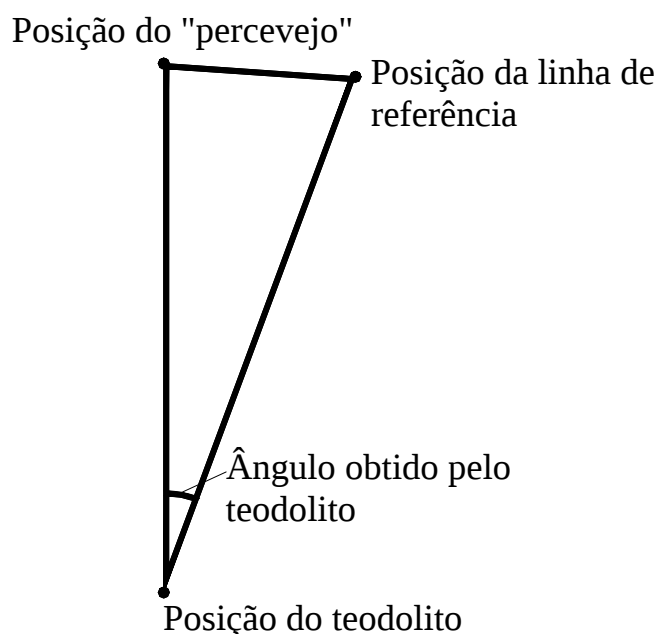


Figura A1 – Modelo de triângulo formado com a utilização do teodolito

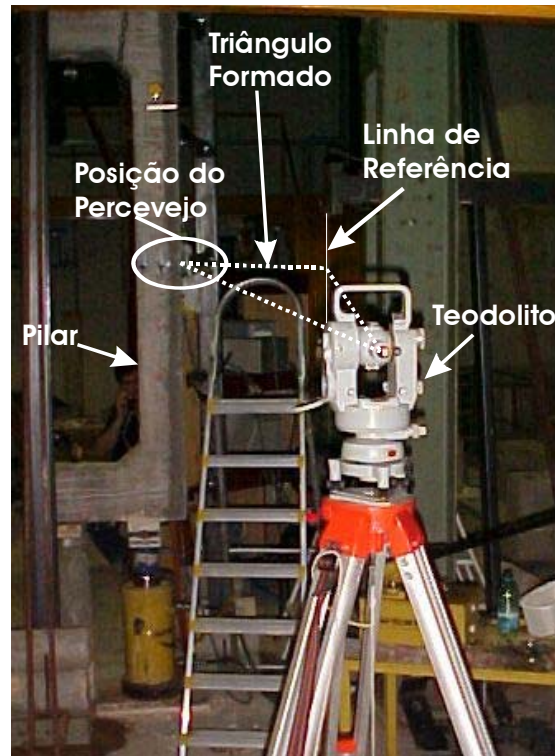


Figura A2 – Fotografia da utilização do teodolito

No instante em que o pilar se deslocava horizontalmente, registrava-se um novo ângulo. Com este ângulo, era possível calcular a distância do pilar à linha de referência, subtraindo este valor da distância inicial, obtendo-se o valor do deslocamento requerido. A expressão matemática utilizada para calcular a distância do pilar à linha de referência é a da lei dos cossenos (Eq. A1).

$$A^2 = B^2 + C^2 - 2.B.C.\cos \alpha \quad \text{Eq. A1}$$

onde “A”, “B”, “C” e “ α ” estão ilustrados no esquema da Figura A3.

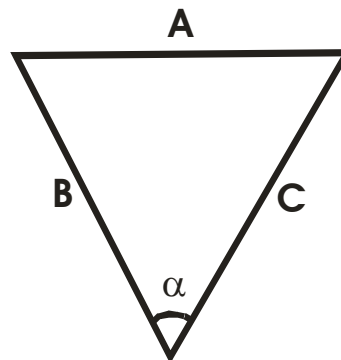


Figura A3 – Esquema das dimensões “A”, “B”, “C” e “ α ”

As Tabelas A1 à A8 apresentam os deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito para os pilares P1, P2, PT10, PT12, PC45T10, PC45T12, PC35 e PC55.

Tabela A1 – Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar P1

Carga (kN)	D_{teodlito}
20,05	0,00
30,04	0,36
39,70	0,88
49,50	1,71
60,60	3,30
70,05	4,94
79,60	6,46
90,20	8,61
100,00	11,64
109,10	14,68
119,65	19,58
130,10	25,77
P _u = 130,10 kN	

Tabela A2 – Deslocamentos horizontais medidos pelo teodolito do pilar P2

Carga (kN)	D_{teodlito}
15,40	0,00
21,25	0,20
25,35	0,20
30,40	0,20
35,55	0,59
40,00	0,59
45,00	1,13
50,05	1,67
54,80	2,12
60,10	2,73
65,15	3,39
70,20	3,99
75,60	4,67
81,70	5,51
86,20	6,15
90,15	6,84
99,80	8,31
109,40	10,04
119,10	12,84
124,80	14,47
130,45	15,99
134,70	17,32
140,00	18,89
145,50	22,09
151,25	25,39
154,05	27,11
157,00	37,63
P _u = 157,00 kN	

Tabela A3 – Deslocamentos horizontais
medidos pelo teodolito do pilar PT10

Carga (kN)	D_{teodlito}
15,70	0,00
21,10	0,00
26,25	0,25
32,10	0,66
36,35	0,66
40,80	1,07
45,50	1,48
51,70	1,85
57,15	2,29
61,20	2,63
70,70	3,13
81,20	3,74
91,40	4,69
101,60	5,25
113,05	5,96
122,90	6,77
133,25	7,40
142,40	8,18
152,90	8,83
164,10	9,75
172,80	10,60
183,25	11,24
192,80	12,43
203,40	13,17
211,10	13,89
221,80	14,81
232,25	16,11
241,35	17,43
252,25	18,87
255,45	20,07
261,80	22,04
265,00	24,63
268,00	32,58
P _u = 268,00 kN	

Tabela A4 – Deslocamentos horizontais
medidos pelo teodolito do pilar PT12

Carga (kN)	D_{teodlito}
19,45	0,00
32,55	0,56
42,00	1,18
51,20	1,67
61,20	2,43
71,70	3,02
82,95	3,77
91,75	4,36
102,50	5,02
113,45	5,83
121,10	6,31
131,55	6,83
141,20	7,41
152,00	8,06
162,10	8,94
172,00	9,54
181,60	10,29
191,50	11,10
193,10	11,55
202,50	12,13
211,80	12,93
219,20	13,66
230,00	14,73
240,35	15,84
248,80	17,40
260,55	18,69
270,55	20,17
276,10	34,89
280,00	39,97
P _u = 280,00 kN	

Tabela A5 – Deslocamentos horizontais
medidos pelo teodolito do pilar PC45T10

Carga (kN)	D_{teodlito}
43,22	0,00
61,97	0,00
82,26	0,41
101,77	0,74
122,06	0,94
144,33	1,09
163,56	1,50
183,56	1,72
203,41	2,00
224,16	2,42
241,93	2,76
262,18	3,14
284,40	3,53
313,63	4,01
324,13	4,31
343,97	4,60
364,55	5,15
385,49	6,06
405,70	6,50
425,49	7,12
443,28	7,65
463,01	8,40
484,52	9,19
502,82	9,94
524,47	10,82
545,06	11,41
563,11	12,46
584,66	13,44
602,50	14,84
611,96	15,55
622,27	16,44
629,06	17,55
645,00	19,46
P _u = 645,00 kN	

Tabela A6 – Deslocamentos horizontais
medidos pelo teodolito do pilar PC45T12

Carga (kN)	D_{teodlito}
21,28	0,00
41,22	0,13
61,20	0,48
81,44	0,71
101,98	0,97
122,84	1,31
142,20	1,31
161,89	1,59
180,83	1,73
202,48	2,10
222,40	2,33
242,66	2,62
262,33	2,84
283,21	3,16
303,43	3,46
321,34	3,73
344,21	4,00
361,45	4,27
382,13	4,27
404,54	4,36
423,41	4,77
443,15	5,04
461,36	5,43
482,64	6,10
502,94	6,41
522,02	6,85
542,07	7,55
562,61	7,66
582,00	9,17
600,72	10,36
608,92	10,36
620,00	10,81
630,00	11,67
P _u = 630,00 kN	

Tabela A7 – Deslocamentos horizontais
medidos pelo teodolito do pilar PC35

Carga (kN)	D_{teodlito}
20,85	0,00
45,85	0,46
60,50	0,74
83,95	1,06
101,00	1,28
121,80	1,69
141,30	2,18
160,50	2,77
180,80	3,31
203,25	3,83
221,25	4,40
239,20	4,92
261,00	5,58
279,30	6,54
303,50	7,16
319,10	7,99
339,00	9,94
360,00	12,64
369,50	15,43
375,10	17,23
380,00	22,05
P _u = 380,00 kN	

Tabela A8 – Deslocamentos horizontais
medidos pelo teodolito do pilar PC55

Carga (kN)	D_{teodlito}
20,61	0,00
41,02	0,90
60,88	1,17
80,53	1,40
100,35	1,83
121,07	2,02
142,74	2,38
160,70	2,64
180,57	3,09
201,11	3,52
221,41	4,14
242,39	4,62
262,79	4,91
282,10	5,13
302,50	5,69
320,84	6,15
343,02	6,64
362,04	7,11
381,27	7,84
402,47	8,79
421,44	9,45
441,28	9,77
451,51	10,38
458,60	10,56
470,53	10,78
478,98	11,11
487,97	11,81
498,22	12,53
506,00	13,62
P _u = 506,00 kN	

ANEXO B

TESTE DE CONCRETAGEM

Antes da execução do reforço, foi feito um estudo de dosagem e um teste de concretagem para verificar se o concreto preencheria todo o espaço vazio do reforço. Dispunha-se de dois traços, usados em outras pesquisas que foram realizadas na EEC (GEYER et al. 2005), e que por isso só foram feitos testes em dois traços, pois já se sabia que estes apresentariam módulos de elasticidade próximos dos valores do concreto do substrato.

No estudo de dosagem, foram moldados corpos-de-prova de concreto auto-adensável, obtendo-se a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, para cada um dos traços, tornando possível a escolha do mais adequado. A Tabela B1 mostra a proporção dos materiais dos dois traços de CAA por m³.

Tabela B1 – Proporção dos materiais do CAA por m³

Materiais	Traço 1	Traço 2
	Quantidade (p/m ³)	Quantidade (p/m ³)
Cimento	579 kg	539 kg
Areia Natural Grossa	181 kg	191 kg
Fíller (pó-de-brita)	336 kg	355 kg
Brita 0	1053 kg	1043 kg
Água	223 ℓ	223 ℓ
Superplastificante	4,05 kg (1,4% sobre cimento)	3,77 kg (1,4% sobre cimento)
Aditivo Retardador de Pega	1,16 kg (0,7% sobre cimento)	1,08 kg (0,7% sobre cimento)
Ensaio de espalhamento	75 cm	75 cm

Os ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade foram realizados apenas aos 28 dias. Os valores obtidos foram os seguintes:

$$\text{Traço 1:} \quad \begin{cases} f_c = 63,2 \text{ MPa} \\ E_c = 30,0 \text{ GPa} \end{cases}$$

$$\text{Traço 2:} \quad \begin{cases} f_c = 64,6 \text{ MPa} \\ E_c = 30,0 \text{ GPa} \end{cases}$$

Para o teste, escarificou-se, em uma das faces do pilar P2, um trecho de 300 mm de altura. Foram feitos quatro furos, em posições que seriam colocados os conectores em “U” deste trabalho, de 50 mm de profundidade, com broca de 8,0 mm de espessura, para colocar armaduras de 5,0 mm (pinos), que representavam os conectores, porém, essa armadura foi colocada reta. Foi feita uma forma com apenas 30 mm de abertura para concretagem. A Figura B1 mostra uma fotografia da fôrma à espera do CAA.

A concretagem foi feita com CAA, com o pilar em “pé” (situação observada na prática), sem uso de vibrador, ou qualquer outro mecanismo que ajude a adensar o concreto. A Figura B2 mostra uma fotografia do pilar após a retirada da forma. Por esta fotografia e pelas observações visuais, verificou-se que o CAA realmente preencheu satisfatoriamente os espaços da forma, podendo, portanto, ser usado como material de reforço.

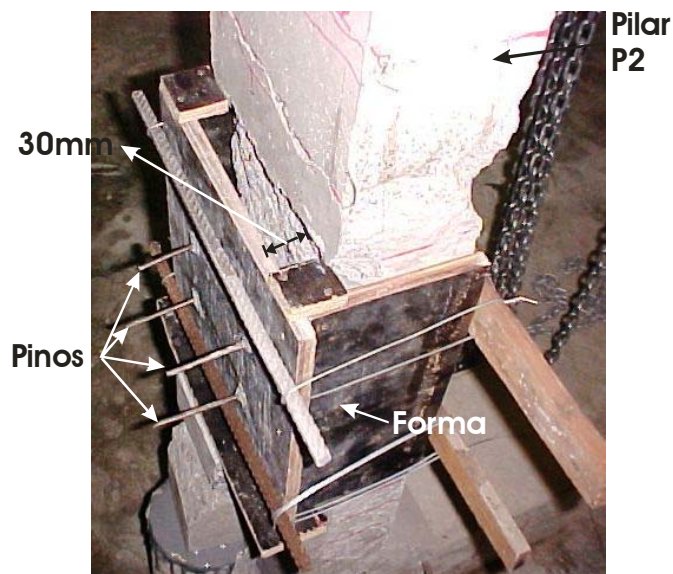


Figura B1 – Forma colocada no pilar para execução do teste

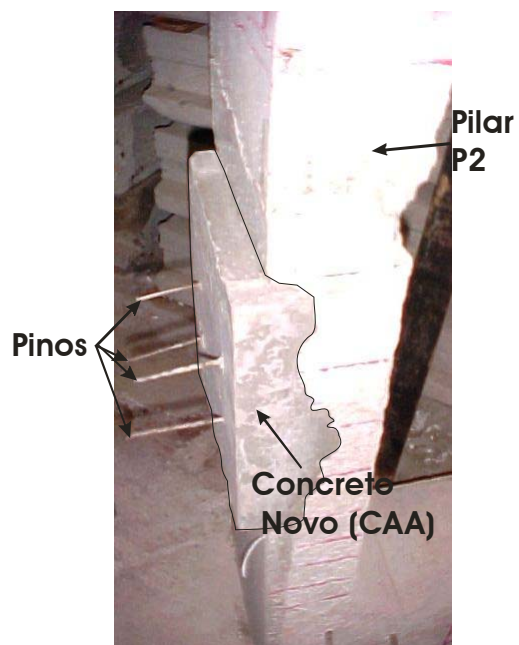


Figura B2 – Trecho do pilar moldado com CAA

ANEXO C

DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA DE REAÇÃO

Neste anexo são apresentados os detalhes do procedimento e resultados dos deslocamentos do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos da estrutura de reação.

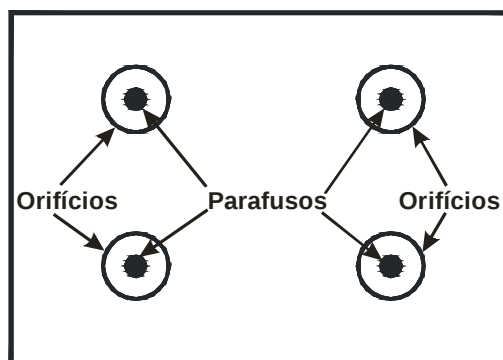
C.1 DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA DE REAÇÃO

Durante os ensaios, observou-se deslocamentos excessivos do pórtico de reação. A primeira providência tomada foi a instrumentação do pórtico com relógios comparadores, durante alguns ensaios, para poder quantificar esses deslocamentos. Posteriormente foram apertados todos os parafusos da estrutura de reação. Após isso, instrumentou-se o pórtico novamente, em um outro ensaio. A Figura C1 mostra uma fotografia do pórtico de reação com a localização dos parafusos que foram apertados.

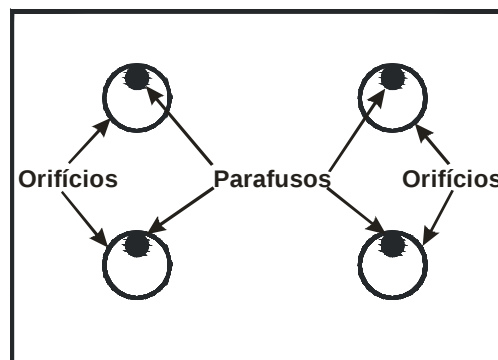


Figura C1 – Fotografia do pórtico de reação com a localização dos parafusos

O primeiro passo foi apertar os parafusos situados na região inferior do pórtico. Posteriormente, afrouxou-se os parafusos da região superior e levantou-se ao máximo a viga de reação, localizada na região superior do pórtico, deixando com que os parafusos ficassem encostados na região superior dos orifícios, como mostra o desenho da Figura C2, e por fim, apertou-se esses parafusos.



Parafusos no centro dos orifícios



Parafusos na região superior dos orifícios

Figura C2 – Posição dos parafusos em seus orifícios

A partir dos resultados obtidos antes e após o aperto dos parafusos, observou-se que o deslocamento do pórtico, após o aperto, diminuiu em torno de 94% nas laterais e 74% no centro do pórtico. As Figuras C3 e C4 mostram gráficos dos deslocamentos horizontais no nó do pórtico e deslocamentos verticais da viga do pórtico respectivamente, em função da carga aplicada no pilar, antes e após o aperto dos parafusos.

As Tabelas C1 e C2 mostram, respectivamente, os valores dos deslocamentos horizontais no nó do pórtico e os deslocamentos verticais da viga do pórtico, a cada carga aplicada, antes e depois do aperto dos parafusos.

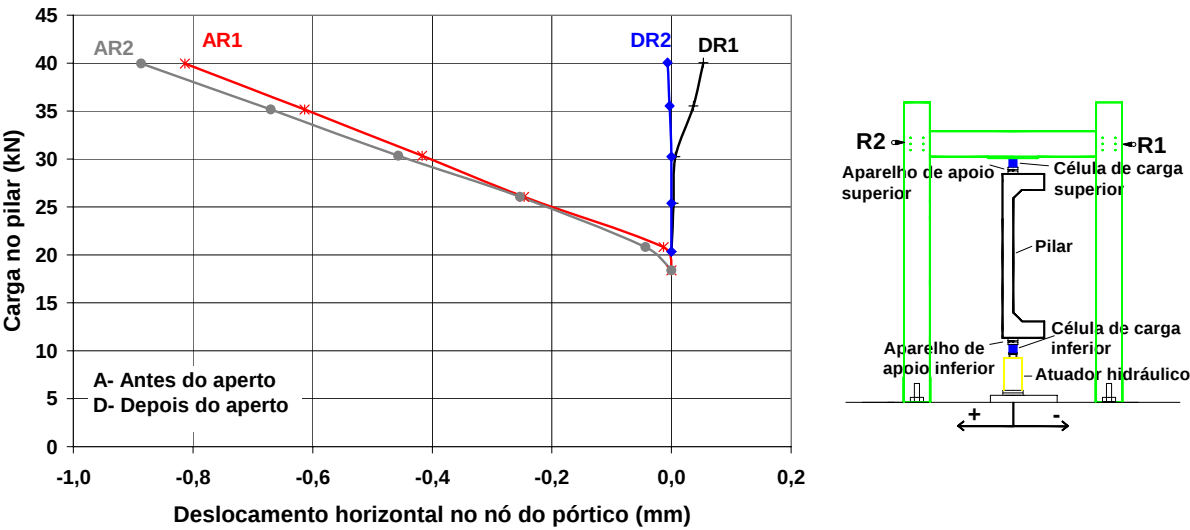


Figura C3 - Diagrama Carga no pilar x Deslocamento horizontal no nó do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos

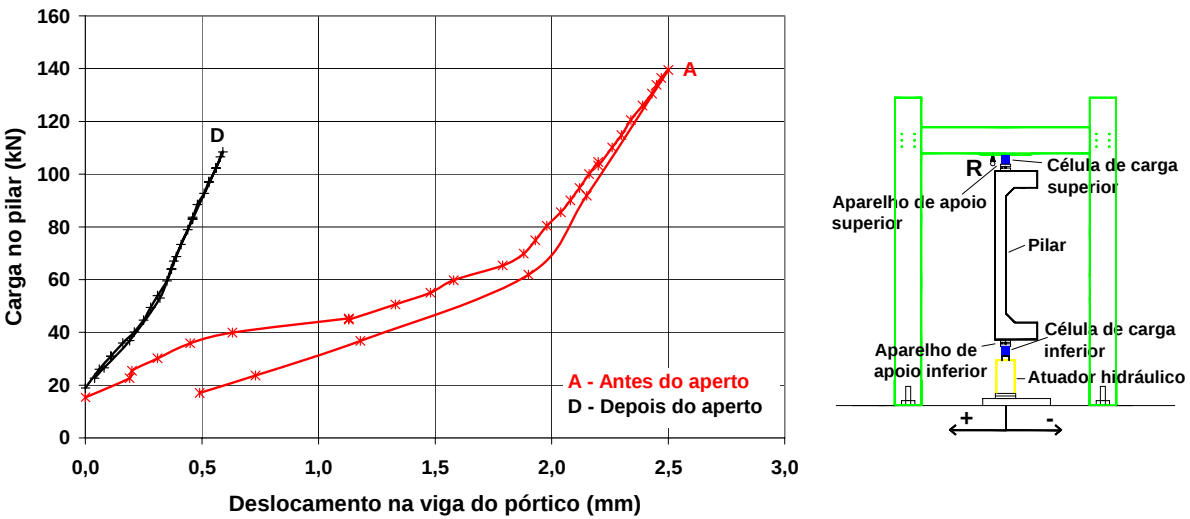


Figura C4 - Diagrama Carga no pilar x Deslocamento na viga do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos

Tabela C1 - Carga no pilar e deslocamento horizontal no nó do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos

Antes de apertar os parafusos		
Carga (kN)	R1	R2
18,40	0,00	0,00
20,80	-0,01	-0,04
26,05	-0,25	-0,25
30,35	-0,42	-0,46
35,15	-0,61	-0,67
39,95	-0,81	-0,89

Depois de apertar os parafusos		
Carga (kN)	R1	R2
20,35	0,00	0,00
25,40	0,00	0,00
30,25	0,01	0,00
35,55	0,04	0,00
40,05	0,05	-0,01

Tabela C2 - Carga no pilar e deslocamento vertical na viga do pórtico, antes e depois do aperto dos parafusos

Antes do aperto		Depois do aperto	
Carga (kN)	R_{viga}	Carga (kN)	R_{viga}
15,40	0,00	19,00	0,00
22,70	0,19	26,05	0,06
25,40	0,20	31,00	0,11
30,20	0,31	30,95	0,11
35,85	0,45	36,00	0,16
39,90	0,63	40,10	0,21
45,35	1,13	44,60	0,25
44,80	1,13	49,40	0,28
50,60	1,33	53,90	0,31
55,10	1,48	59,50	0,35
59,80	1,58	64,00	0,37
65,35	1,79	64,00	0,37
69,90	1,88	68,70	0,39
74,90	1,93	73,35	0,41
80,40	1,98	78,90	0,44
85,60	2,04	83,60	0,46
90,00	2,08	83,10	0,46
94,75	2,12	88,50	0,48
100,00	2,16	92,70	0,51
104,60	2,20	97,20	0,53
103,25	2,20	96,85	0,53
110,05	2,26	102,35	0,56
114,85	2,30	106,50	0,58
120,50	2,34	108,45	0,59
126,00	2,39	102,25	0,56
130,50	2,43	82,90	0,46
133,90	2,45	67,05	0,38
136,50	2,47	53,05	0,32
139,45	2,50	36,85	0,19
91,80	2,15	26,55	0,08
61,90	1,90	22,65	0,04
36,80	1,18		
23,65	0,73		
17,00	0,49		

C.2 EFEITO CAUSADO NOS PILARES

Os pilares P7 e P8, que foram ensaiados após o aperto dos parafusos do pórtico, tiveram comportamentos mais coerentes em relação aos demais, apresentando mais rotações do que deslocamentos em seus consolos. Houve uma simetria dos deslocamentos horizontais na direção longitudinal. As diferenças de deslocamentos, na extremidade superior da peça (R1) com a extremidade inferior (R5), ficaram em torno de 19%, enquanto que nos outros pilares, ensaiados antes do aperto dos parafusos da estrutura de reação, essa diferença ficou acima de 84%, comprovando menor deslocamento do pórtico de ensaio, conseqüentemente melhor eficiência no esquema de ensaio.

As Figuras C5 e C6 mostram, respectivamente, os diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares à 70 kN e 110kN, para os pilares P3, P4, P5, P6, P7 e P8, lembrando que os pilares P7 e P8 foram os únicos pilares originais do reforço ensaiados após o aperto dos parafusos.

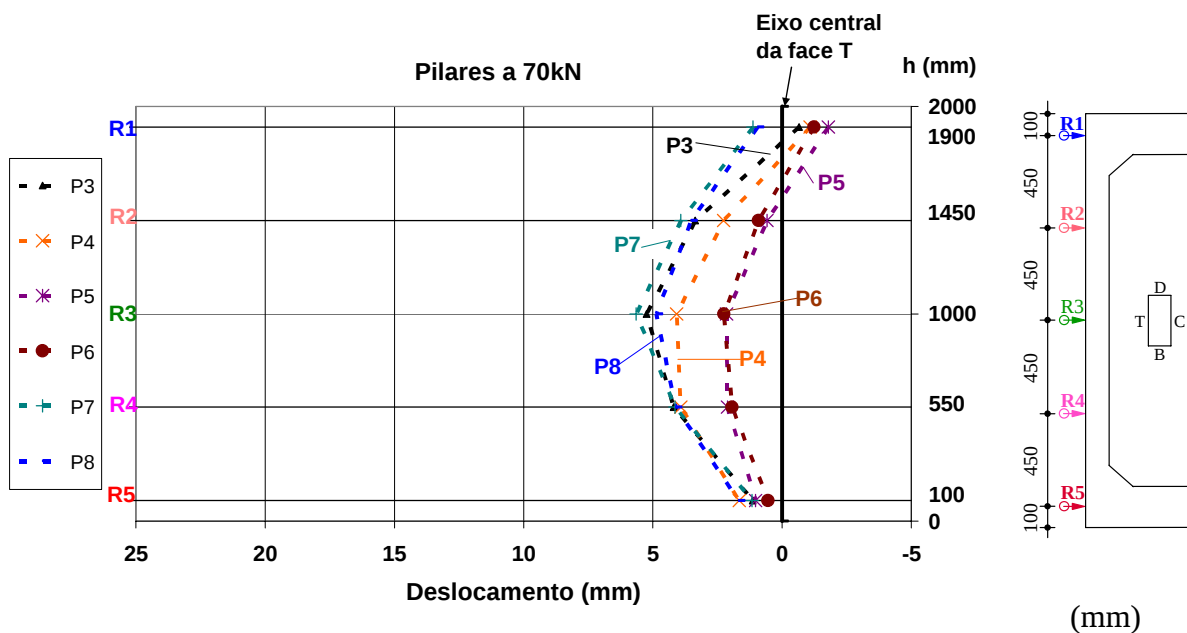


Figura C5 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares à 70 kN

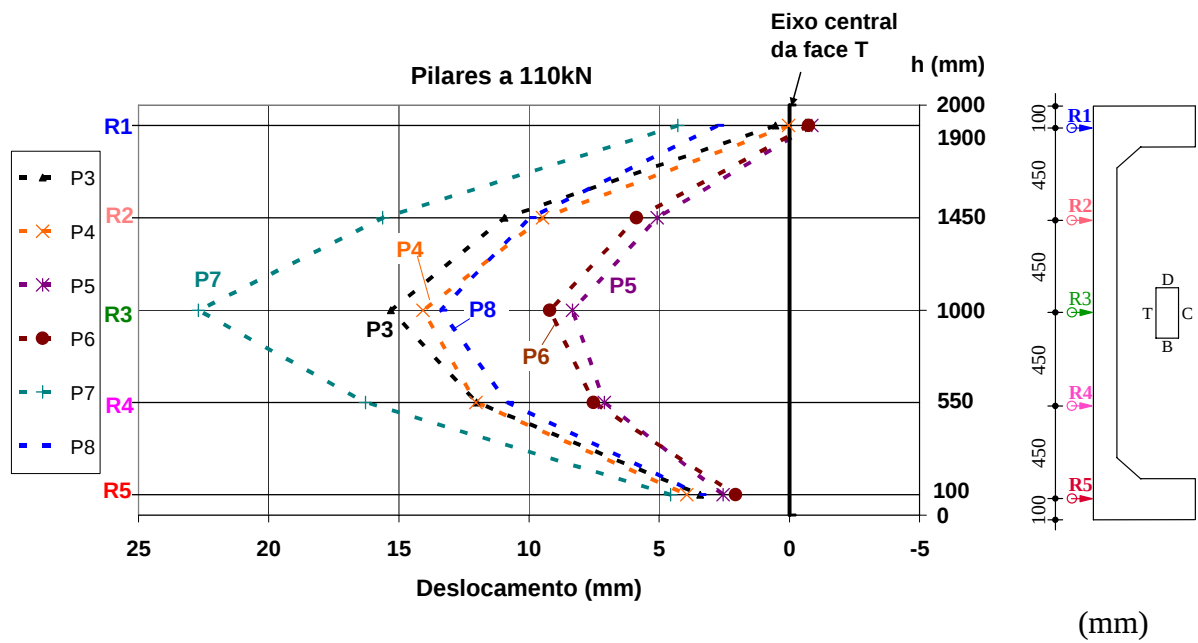


Figura C6 – Diagramas carga x deslocamento horizontal da face T dos pilares à 110 kN

ANEXO D

CÁLCULOS TEÓRICOS

Neste anexo, são apresentados os detalhes do procedimento, cálculo e resultados teóricos, segundo a NBR 6118:2003, por meio do software RESPONSE 2000, os detalhes do cálculo dos momentos resistentes e do índice de esbeltez dos pilares ensaiados até a ruptura.

D.1 CÁLCULO À FLEXO COMPRESSÃO RETA UTILIZANDO ÁBACOS

Exemplo do cálculo para o pilar P1 (obtenção de N – Força normal à flexo-compressão reta):

$$e_i = 6,0\text{cm}$$

$$\frac{\nu}{\mu} = \frac{h}{e} \Rightarrow \frac{\nu}{\mu} = \frac{12}{6} \Rightarrow \nu = 2.\mu$$

$$w = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot h \cdot f_c} \Rightarrow w = \frac{3,14 \cdot 6130}{12 \cdot 25 \cdot 305} \Rightarrow w = 0,21$$

Quando $\mu = 0,1 \rightarrow \nu = 0,2$

$\mu = 0,2 \rightarrow \nu = 0,4 \Rightarrow$ por meio do ábaco II-12 SUSSEKIND (1980), traçou-se uma reta que encontrou-se com $w = 0,21$; neste ponto, acha-se $\nu = 0,32$

$$\nu = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c} \Rightarrow 0,32 = \frac{N}{12 \cdot 25 \cdot 305} \Rightarrow N = 292,8\text{kN}$$

$$\text{Onde: } N_{\text{exp}} = 130,1 \text{ kN p/ P1} \therefore \text{ para P1} \rightarrow \frac{P_{\text{exp}}}{N} = \frac{130,1}{292,8} = 0,44$$

D.2 CÁLCULO À FLEXO COMPRESSÃO RETA UTILIZANDO OS MOMENTOS MÁXIMOS EXPERIMENTAIS (ÁBACOS)

Exemplo do cálculo para o pilar P1 (obtenção de A_s – Área de aço à flexo compressão reta): $M=10446$ kN.mm e $N=130,1$ kN

$$\nu = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c} \Rightarrow \nu = \frac{13000}{12.25.305} \Rightarrow \nu = 0,14 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_c} \Rightarrow \mu = \frac{104460}{12.25^2 \cdot 305} \Rightarrow \mu = 0,095$$

Pelo ábaco II-12 SUSSEKIND (1980) $\rightarrow w = 0,12$

$$A_s = \frac{w \cdot b \cdot h \cdot f_c}{f_s} \Rightarrow A_s = \frac{0,12 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 305}{6130} \Rightarrow A_s = 1,80 \text{ cm}^2 \text{ onde } A_{s \text{ exp}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{ para P1 } \rightarrow \frac{A_{\text{exp}}}{A_s} = \frac{3,14}{1,80} = 1,74$$

D.3 CÁLCULO À FLEXO COMPRESSÃO RETA UTILIZANDO OS ÁBACOS GERADOS PELO SOFTWARE RESPONSE 2000

Exemplo do cálculo para o pilar P1 (obtenção de N – Força normal à flexo compressão reta): $e_{\text{final}} = 80,35$ mm

$$M = e_{\text{final}} N \Rightarrow M = 0,08035 N$$

Pelo ábaco gerado no RESPONSE 2000 traçou-se uma reta em função da equação $M = 0,08035 N$. Para $M = 16,6$ kN.m $\Rightarrow N = 206,59$ kN.

Encontra-se $N = 186,4$ kN

$$\text{Onde: } N_{\text{exp}} = 130,1 \text{ kN p/ P1 } \therefore \text{ para P1 } \rightarrow \frac{P_{\text{exp}}}{N} = \frac{130,1}{186,4} = 0,70$$

A Tabela D1 apresenta os resultados teóricos calculados neste anexo.

D.4 CÁLCULO DO ÍNDICE ESBELTEZ DO PILAR

Exemplo do cálculo para o pilar P1 (obtenção de λ – Índice de esbeltez do pilar): $\ell_e = 2000mm$; $h = 120mm$.

$$\lambda = \frac{3,46\ell_e}{h} \Rightarrow \lambda = \frac{3,46.200}{12} \Rightarrow \lambda = 57,7$$

se $\lambda \leq 35$ - pilar curto; se $35 \leq \lambda \leq 90$ - pilar médio

$\therefore$ P1 é um pilar médio.

D.5 CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE

Para o pilar P1, na carga $P = 40kN$, $\varepsilon_s = 0,15mm/m$ e $x = 6,50$ cm (obtenção do momento resistente, M_{resist} , para cada faixa de carregamento):

$$d = 8,5cm$$

$$d' = 3,5cm$$

$$f_c = 305kgf/cm^2$$

$$b = 25cm$$

$$E_s = 2340000MPa$$

$$f_y = 6130kgf/cm^2$$

$$A_s = A_s' = 1,57cm^2$$

$$M_1 = (A_s - A_{s2}) \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_2 = A_{s2} \cdot f_s \cdot (d - d')$$

$$A_{s2} = A_s - \frac{0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_c}{f_s} \Rightarrow A_{s2} = 1,57 - \frac{0,8 \cdot 6,50 \cdot 25 \cdot 305}{2340 \cdot 0,15} \Rightarrow A_{s2} = -111,39cm^2$$

$$M_1 = (1,57 - (-111,39)) \cdot 2340 \cdot 0,15 \cdot (8,5 - 0,4 \cdot 6,5) \Rightarrow M_1 = 233935 kgf \cdot cm$$

$$M_2 = -111,39 \cdot 2340 \cdot 0,15 \cdot (8,5 - 3,5) \Rightarrow M_2 = -195494 kgf \cdot cm$$

$$M = M_1 + M_2 \Rightarrow M = 233935 + (-195494,65) \Rightarrow M = 38445 kgf \cdot cm$$

$$\therefore M = 3844,5kN \cdot mm$$

ANEXO E

MUDANÇA DA EXCENTRICIDADE DE CARGA

A mudança da excentricidade de carga nos pilares reforçados é consequência natural do reforço e não um ato deliberado de teste. Isso ocorreu devido a mudança das dimensões da seção transversal dos pilares, o que fez com que o centro de gravidade do pilar também alterasse, porém, o ponto de aplicação de carga continuou o mesmo, como mostra a Figura E1.

Pilar reforçado à tração
(PT10 e PT12)

Pilar reforçado à tração e à compressão
(PC45T10 e PC45T12)

Pilar reforçado à compressão
(PC35 e PC55)

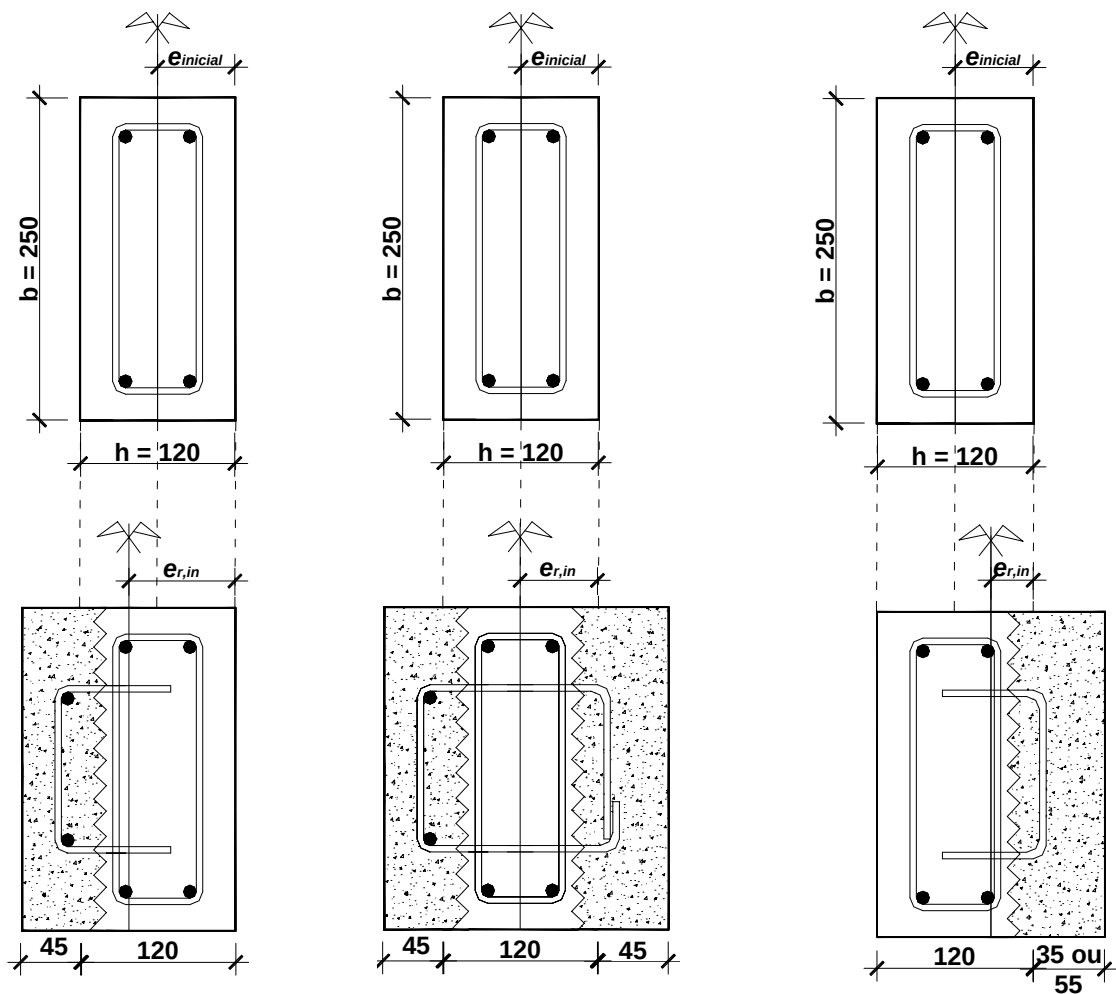


Figura E1 – Seção transversal das peças ensaiadas e excentricidades de carga (mm)

Os pilares P3 e P4 foram reforçados na face tracionada com barras de aço longitudinais de $2\phi 10,0$ mm e $2\phi 12,5$ 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.

Os pilares P5 e P6 foram reforçados nas faces tracionadas com barras longitudinais de $2\phi 10,0$ mm e $2\phi 12,5$ 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 auto-adensável, com espessuras de 35 e 55 mm, sendo chamados de PC35 e PC55, respectivamente. Conseqüentemente, suas excentricidades iniciais foram reduzidas para 42,5 e 32,5 mm, respectivamente.

ANEXO F

DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

Tabela F1 – Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P1

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Obs.
20,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
30,04	-0,37	-0,10	0,06	0,03	0,02	-0,23	-0,13	0,44	0,13	
39,70	-0,59	0,11	0,46	0,36	0,15	-0,39	-0,10	1,01	0,31	
49,50	-0,64	0,74	1,33	1,01	0,42	-0,56	-0,18	1,73	0,59	
60,60	-0,66	1,71	2,70	1,98	0,79	-0,58	-0,40	2,62	0,98	
70,05	-0,85	2,20	3,52	2,59	0,98	-0,60	-0,62	3,26	1,27	1.ª fissura
79,60	-0,59	3,47	5,17	3,80	1,39	-0,21	-1,06	4,13	1,73	2.ª fissura
90,20	-0,25	5,04	7,16	5,33	1,83	0,10	-1,64	5,21	2,30	3.ª fissura
100,00	0,21	7,30	10,02	7,45	2,39	0,72	-2,55	6,69	2,97	4.ª fissura
109,10	0,46	9,10	12,34	9,17	2,80	0,93	-3,30	7,94	3,48	5.ª fissura
119,65	1,18	12,63	16,78	12,42	3,62	1,02	-3,79	10,33	4,22	6.ª fissura
130,10	1,75	15,38	20,35	15,11	4,27	1,52	-5,13	12,31	4,99	7.ª fissura

$P_u = 130,10 \text{ kN}$

Tabela F7 – Deslocamentos verticais e horizontais do pilar P7

Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)	R6 (mm)	R7 (mm)	R8 (mm)	R9 (mm)	Obs.
19,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
26,05	-0,05	0,11	0,27	0,19	0,02	0,08	-0,06	0,31	0,11	
31,00	-0,01	0,33	0,59	0,45	0,16	0,16	-0,12	0,52	0,27	
36,00	0,09	0,59	0,93	0,72	0,32	0,19	-0,18	0,72	0,44	
40,10	0,20	0,88	1,32	1,02	0,41	0,30	-0,25	0,96	0,54	1. ^a fissura
44,60	0,32	1,21	1,77	1,35	0,49	0,44	-0,35	1,30	0,64	2. ^a fissura
49,40	0,46	1,63	2,36	1,78	0,60	0,57	-0,49	1,59	0,75	
53,90	0,58	2,05	2,96	2,20	0,66	0,71	-0,65	1,95	0,81	3. ^a fissura
59,50	0,80	2,74	3,95	2,91	0,83	1,02	-0,91	2,47	1,01	4. ^a fissura
64,00	0,97	3,29	4,75	3,49	0,99	1,12	-1,12	2,90	1,18	
68,70	1,13	3,92	5,65	4,15	1,17	1,25	-1,37	3,38	1,44	5. ^a fissura
73,35	1,37	4,82	6,96	5,07	1,43	1,46	-1,75	4,03	1,66	6. ^a fissura
78,90	1,70	6,04	8,74	6,34	1,80	1,83	-2,28	4,92	2,04	7. ^a fissura
83,60	1,99	7,22	10,43	7,54	2,13	2,12	-2,81	5,76	2,35	
88,50	2,27	8,21	11,85	8,55	2,42	2,13	-3,24	6,49	2,69	8. ^a fissura
92,70	2,61	9,39	13,57	9,77	2,76	2,43	-3,76	7,34	2,96	
97,20	3,02	10,81	15,63	11,23	3,17	2,84	-4,40	8,45	3,34	
102,35	3,41	12,35	17,88	12,83	3,58	3,14	-5,10	9,65	3,65	
106,50	3,91	14,19	20,59	14,77	4,14	3,61	-5,95	10,96	4,25	
108,45	4,29	15,63	22,71	16,28	4,56	4,03	-6,63	12,07	4,66	
102,25	4,35	15,45	22,36	16,07	4,50	4,22	-6,51	11,89	4,63	
82,90	3,93	14,04	20,30	14,52	3,92	3,79	-5,97	10,84	4,11	
67,05	3,33	12,45	18,08	12,88	3,36	3,25	-5,43	9,71	3,54	
53,05	2,73	10,66	15,57	11,12	2,89	2,63	-4,76	8,36	3,05	
36,85	1,99	8,33	12,29	8,88	2,46	2,23	-3,86	6,55	2,72	
26,55	1,46	6,71	10,00	7,29	2,07	1,73	-3,24	5,31	2,31	

$P_p = 108,75 \text{ kN}$

ANEXO G

DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

Tabela G1 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar P1 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4
0,00	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20,05	-	0,023	0,023	-0,040	-0,075	-0,058	-0,014	-0,012	-0,013	-0,074	-0,062	-0,068
30,04	-	0,079	0,079	-0,088	-0,152	-0,120	-0,013	-0,018	-0,015	-0,176	-0,173	-0,174
39,70	-	0,228	0,228	-0,087	-0,190	-0,138	0,107	0,025	0,066	-0,207	-0,252	-0,230
49,50	-	0,588	0,588	-0,033	-0,219	-0,126	0,501	0,267	0,384	-0,199	-0,352	-0,275
60,60	-	0,678	0,678	-0,015	-0,239	-0,127	0,602	0,333	0,468	-0,200	-0,376	-0,288
61,10	-	0,804	0,804	-0,002	-0,254	-0,128	0,709	0,405	0,557	-0,211	-0,418	-0,314
70,05	-	0,961	0,961	0,002	-0,345	-0,171	0,874	0,502	0,688	-0,242	-0,507	-0,375
79,60	-	1,186	1,186	0,009	-0,386	-0,188	1,086	0,656	0,871	-0,269	-0,588	-0,428
90,20	-	1,494	1,494	0,032	-0,427	-0,197	1,407	0,905	1,156	-0,269	-0,652	-0,461
100,00	-	1,589	1,589	0,006	-0,485	-0,239	1,491	0,980	1,235	-0,301	-0,709	-0,505
109,10	-	1,918	1,918	0,024	-0,521	-0,249	1,813	1,236	1,524	-0,308	-0,783	-0,545
119,65	-	2,441	2,441	0,019	-0,626	-0,304	2,348	1,645	1,996	-0,320	-0,905	-0,612
120,20	-	2,632	2,632	0,039	-0,736	-0,388	2,536	1,793	2,165	-0,380	-1,017	-0,698
130,10	-	3,125	3,125	0,006	-0,801	-0,397	3,079	2,226	2,652	-0,341	-1,104	-0,723

$P_u = 130,10 \text{ kN}$

Tabela G2 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar P2 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4
0,00	-	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000
15,40	-	0,034	0,034	-	-0,026	-0,026	0,039	0,031	0,035	0,009	-	0,009
21,25	-	0,060	0,060	-	-0,024	-0,024	0,068	0,051	0,060	-0,010	-	-0,010
25,35	-	0,053	0,053	-	-0,043	-0,043	0,065	0,049	0,057	-0,022	-	-0,022
30,40	-	0,052	0,052	-	-0,066	-0,066	0,062	0,041	0,052	-0,040	-	-0,040
35,55	-	0,068	0,068	-	-0,072	-0,072	0,081	0,057	0,069	-0,060	-	-0,060
40,00	-	0,091	0,091	-	-0,089	-0,089	0,103	0,068	0,085	-0,075	-	-0,075
45,00	-	0,150	0,150	-	-0,090	-0,090	0,153	0,097	0,125	-0,093	-	-0,093
50,05	-	0,253	0,253	-	-0,094	-0,094	0,272	0,157	0,215	-0,100	-	-0,100
54,80	-	0,418	0,418	-	-0,094	-0,094	0,432	0,252	0,342	-0,094	-	-0,094
60,10	-	0,540	0,540	-	-0,101	-0,101	0,566	0,329	0,447	-0,067	-	-0,067
65,15	-	0,637	0,637	-	-0,108	-0,108	0,678	0,387	0,533	-0,070	-	-0,070
65,15	-	0,674	0,674	-	-0,107	-0,107	0,727	0,429	0,578	-0,059	-	-0,059
70,20	-	0,721	0,721	-	-0,116	-0,116	0,782	0,456	0,619	-0,063	-	-0,063
70,55	-	0,732	0,732	-	-0,123	-0,123	0,796	0,470	0,633	-0,065	-	-0,065
75,60	-	0,763	0,763	-	-0,133	-0,133	0,854	0,502	0,678	-0,072	-	-0,072
81,70	-	0,847	0,847	-	-0,140	-0,140	0,960	0,575	0,768	-0,076	-	-0,076
86,20	-	0,918	0,918	-	-0,152	-0,152	1,043	0,635	0,839	-0,084	-	-0,084
90,15	-	0,993	0,993	-	-0,144	-0,144	1,169	0,737	0,953	-0,093	-	-0,093
89,70	-	1,013	1,013	-	-0,148	-0,148	1,189	0,763	0,976	-0,093	-	-0,093
99,80	-	1,143	1,143	-	-0,157	-0,157	1,356	0,863	1,110	-0,105	-	-0,105
109,40	-	1,319	1,319	-	-0,189	-0,189	1,591	1,024	1,307	-0,095	-	-0,095
115,00	-	1,444	1,444	-	-0,209	-0,209	1,789	1,167	1,478	-0,091	-	-0,091
119,10	-	1,573	1,573	-	-0,219	-0,219	1,948	1,280	1,614	-0,078	-	-0,078
119,10	-	1,691	1,691	-	-0,230	-0,230	2,132	1,430	1,781	-0,079	-	-0,079
124,80	-	1,776	1,776	-	-0,250	-0,250	2,227	1,497	1,862	-0,071	-	-0,071
130,45	-	1,931	1,931	-	-0,262	-0,262	2,436	1,643	2,040	-	-	
134,70	-	2,074	2,074	-	-0,291	-0,291	2,644	1,785	2,215	-	-	
140,00	-	2,231	2,231	-	-0,325	-0,325	2,855	1,930	2,392	-	-	
145,50	-	2,467	2,467	-	-0,360	-0,360	3,192	2,177	2,685	-	-	
151,25	-	2,845	2,845	-	-0,426	-0,426	3,712	2,571	3,141	-	-	
154,05	-	3,060	3,060	-	-0,454	-0,454	5,867	2,851	4,359	-	-	

$P_u = 157,00 \text{ kN}$

Tabela G3 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar P3 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	-	0,000	0,000
16,35	0,016	0,005	0,010	0,004	0,003	0,004	0,005	-	0,005	-	0,014	0,014
20,10	0,010	0,011	0,010	-0,002	0,000	-0,001	0,015	-	0,015	-	-0,006	-0,006
25,40	0,024	0,027	0,025	-0,012	-0,011	-0,012	0,028	-	0,028	-	-0,016	-0,016
30,45	0,027	0,027	0,027	-0,029	-0,003	-0,016	0,036	-	0,036	-	-0,035	-0,035
35,15	0,039	0,040	0,039	-0,051	-0,033	-0,042	0,033	-	0,033	-	-0,061	-0,061
40,20	0,076	0,088	0,082	-0,063	-0,043	-0,053	0,063	-	0,063	-	-0,081	-0,081
44,35	0,133	0,142	0,138	-0,046	-0,033	-0,040	0,107	-	0,107	-	-0,099	-0,099
49,10	0,198	0,204	0,201	-0,087	-0,043	-0,065	0,147	-	0,147	-	-0,123	-0,123
54,45	0,294	0,297	0,295	-0,108	-0,059	-0,084	0,249	-	0,249	-	-0,156	-0,156
59,75	0,396	0,383	0,389	-0,124	-0,072	-0,098	0,327	-	0,327	-	-0,185	-0,185
64,75	0,496	0,491	0,494	-0,140	-0,071	-0,106	0,451	-	0,451	-	-0,195	-0,195
69,90	0,594	0,585	0,590	-0,170	-0,089	-0,130	0,553	-	0,553	-	-0,218	-0,218
74,40	0,704	0,700	0,702	-0,187	-0,100	-0,144	0,687	-	0,687	-	-0,241	-0,241
73,60	0,770	0,756	0,763	-0,195	-0,096	-0,145	0,753	-	0,753	-	-0,247	-0,247
79,80	0,829	0,824	0,827	-0,224	-0,117	-0,171	0,821	-	0,821	-	-0,279	-0,279
85,05	0,969	0,993	0,981	-0,232	-0,129	-0,180	0,970	-	0,970	-	-0,292	-0,292
89,95	1,075	1,132	1,103	-0,278	-0,150	-0,214	1,092	-	1,092	-	-0,332	-0,332
89,95	1,137	1,189	1,163	-0,284	-0,148	-0,216	1,157	-	1,157	-	-0,335	-0,335
88,90	1,142	1,206	1,174	-0,291	-0,153	-0,222	1,175	-	1,175	-	-0,337	-0,337
92,80	1,186	1,254	1,220	-0,283	-0,147	-0,215	1,227	-	1,227	-	-0,332	-0,332
95,20	1,242	1,315	1,279	-0,300	-0,146	-0,223	1,286	-	1,286	-	-0,341	-0,341
98,00	1,307	1,401	1,354	-0,329	-0,170	-0,249	1,374	-	1,374	-	-0,380	-0,380
99,90	1,439	1,548	1,494	-0,349	-0,164	-0,257	1,488	-	1,488	-	-0,396	-0,396
103,10	1,576	1,766	1,671	-0,373	-0,128	-0,250	1,667	-	1,667	-	-0,419	-0,419
105,00	1,686	1,874	1,780	-0,386	-0,108	-0,247	1,782	-	1,782	-	-0,435	-0,435
107,70	1,777	1,974	1,876	-0,405	-0,092	-0,248	1,917	-	1,917	-	-0,470	-0,470
110,15	1,888	2,146	2,017	-0,416	-0,051	-0,234	2,054	-	2,054	-	-0,472	-0,472
112,50	1,980	2,264	2,122	-0,437	-0,027	-0,232	2,166	-	2,166	-	-0,497	-0,497
114,50	2,068	2,371	2,219	-0,459	-0,014	-0,237	2,292	-	2,292	-	-0,514	-0,514
117,50	2,154	2,472	2,313	-0,478	0,011	-0,233	2,416	-	2,416	-	-0,536	-0,536
106,45	2,077	2,368	2,222	-0,467	0,008	-0,230	2,350	-	2,350	-	-0,510	-0,510
65,70	1,641	1,942	1,791	-0,372	-0,004	-0,188	1,853	-	1,853	-	-0,396	-0,396
44,85	1,360	1,596	1,478	-0,300	0,000	-0,150	1,535	-	1,535	-	-0,304	-0,304
34,00	1,169	1,362	1,265	-0,283	-0,028	-0,156	1,331	-	1,331	-	-0,285	-0,285
22,25	0,995	1,137	1,066	-0,234	-0,021	-0,127	1,127	-	1,127	-	-0,225	-0,225

$P_p = 114,05 \text{ kN}$

Tabela G6 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar P6 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	-	-	-	0,000	0,000
20,00	0,135	0,130	0,133	0,041	0,037	0,039	-	-	-	-	-0,155	-0,155
25,30	0,130	0,128	0,129	0,010	0,012	0,011	-	-	-	-	-0,186	-0,186
30,20	0,144	0,136	0,140	0,004	0,005	0,004	-	-	-	-	-0,184	-0,184
35,00	0,165	0,151	0,158	-0,007	-0,006	-0,006	-	-	-	-	-0,198	-0,198
40,00	0,182	0,166	0,174	-0,026	-0,021	-0,023	-	-	-	-	-0,193	-0,193
45,00	0,226	0,202	0,214	-0,036	-0,023	-0,029	-	-	-	-	-0,198	-0,198
51,50	0,249	0,223	0,236	-0,054	-0,043	-0,049	-	-	-	-	-0,225	-0,225
55,05	0,411	0,373	0,392	-0,099	-0,073	-0,086	-	-	-	-	-0,224	-0,224
60,20	0,523	0,456	0,490	-0,117	-0,095	-0,106	-	-	-	-	-0,227	-0,227
65,15	0,641	0,575	0,608	-0,126	-0,103	-0,114	-	-	-	-	-0,202	-0,202
70,00	0,730	0,670	0,700	-0,124	-0,121	-0,122	-	-	-	-	-0,182	-0,182
75,00	0,826	0,739	0,782	-0,148	-0,134	-0,141	-	-	-	-	-	-
80,35	0,906	0,828	0,867	-0,157	-0,164	-0,161	-	-	-	-	-	-
85,00	1,049	0,958	1,004	-0,166	-0,171	-0,168	-	-	-	-	-	-
85,45	1,117	1,052	1,084	-0,168	-0,172	-0,170	-	-	-	-	-	-
90,20	1,182	1,109	1,146	-0,182	-0,169	-0,176	-	-	-	-	-	-
95,20	1,340	1,279	1,310	-0,163	-0,158	-0,160	-	-	-	-	-	-
100,25	1,481	1,405	1,443	-0,164	-0,176	-0,170	-	-	-	-	-	-
104,80	1,567	1,505	1,536	-0,221	-0,239	-0,230	-	-	-	-	-	-
109,80	1,727	1,674	1,701	-0,242	-0,272	-0,257	-	-	-	-	-	-
115,10	1,978	1,923	1,950	-0,224	-0,267	-0,245	-	-	-	-	-	-
117,20	2,005	1,960	1,982	-0,274	-0,326	-0,300	-	-	-	-	-	-
119,80	2,120	2,067	2,094	-0,270	-0,326	-0,298	-	-	-	-	-	-
121,70	2,188	2,152	2,170	-0,287	-0,340	-0,314	-	-	-	-	-	-
124,60	2,265	2,225	2,245	-0,306	-0,381	-0,343	-	-	-	-	-	-
126,90	2,364	2,326	2,345	-0,309	-0,385	-0,347	-	-	-	-	-	-
129,80	2,473	2,435	2,454	-0,334	-0,427	-0,380	-	-	-	-	-	-
95,75	2,234	2,191	2,212	-0,267	-0,305	-0,286	-	-	-	-	-	-
71,90	1,958	1,918	1,938	-0,215	-0,233	-0,224	-	-	-	-	-	-
57,30	1,780	1,743	1,762	-0,157	-0,154	-0,155	-	-	-	-	-	-
45,55	1,597	1,551	1,574	-0,117	-0,104	-0,110	-	-	-	-	-	-
33,15	1,382	1,361	1,371	-0,097	-0,056	-0,077	-	-	-	-	-	-
21,75	1,204	1,189	1,196	-0,056	0,001	-0,027	-	-	-	-	-	-

$P_p = 129,80 \text{ kN}$

Tabela G7 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar P7 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
19,00	-0,004	-0,009	-0,006	-0,008	0,001	-0,004	-	-0,004	-0,004	-0,007	-0,010	-0,009
26,05	0,021	0,011	0,016	-0,019	-0,035	-0,027	-	0,006	0,006	-0,038	-0,053	-0,046
31,00	0,019	0,010	0,015	-0,059	-0,075	-0,067	-	0,010	0,010	-0,050	-0,075	-0,063
30,95	0,025	0,020	0,022	-0,050	-0,075	-0,063	-	0,008	0,008	-0,055	-0,080	-0,067
36,00	0,033	0,023	0,028	-0,073	-0,093	-0,083	-	0,030	0,030	-0,069	-0,085	-0,077
40,10	0,049	0,034	0,042	-0,099	-0,126	-0,113	-	0,033	0,033	-0,104	-0,131	-0,117
44,60	0,111	0,091	0,101	-0,080	-0,123	-0,102	-	0,087	0,087	-0,088	-0,126	-0,107
49,40	0,164	0,132	0,148	-0,099	-0,149	-0,124	-	0,130	0,130	-0,107	-0,150	-0,128
53,90	0,216	0,173	0,194	-0,120	-0,178	-0,149	-	0,185	0,185	-0,121	-0,174	-0,148
59,50	0,298	0,235	0,266	-0,144	-0,219	-0,181	-	0,253	0,253	-0,136	-0,220	-0,178
64,00	0,387	0,308	0,347	-0,138	-0,227	-0,183	-	0,357	0,357	-0,140	-0,220	-0,180
64,00	0,440	0,323	0,381	-0,133	-0,233	-0,183	-	0,403	0,403	-0,143	-0,229	-0,186
68,70	0,515	0,378	0,446	-0,150	-0,264	-0,207	-	0,470	0,470	-0,158	-0,248	-0,203
73,35	0,649	0,491	0,570	-0,148	-0,287	-0,217	-	0,616	0,616	-0,161	-0,275	-0,218
78,90	0,848	0,630	0,739	-0,157	-0,338	-0,247	-	0,796	0,796	-0,173	-0,311	-0,242
83,60	1,043	0,772	0,908	-0,169	-0,405	-0,287	-	0,964	0,964	-0,182	-0,358	-0,270
83,10	1,114	0,841	0,978	-0,175	-0,419	-0,297	-	1,018	1,018	-0,202	-0,376	-0,289
88,50	1,268	0,966	1,117	-0,170	-0,451	-0,311	-	1,160	1,160	-0,204	-0,398	-0,301
92,70	1,447	1,100	1,273	-0,178	-0,512	-0,345	-	1,324	1,324	-0,220	-0,444	-0,332
97,20	1,697	1,365	1,531	-0,197	-0,585	-0,391	-	1,527	1,527	-0,246	-0,503	-0,374
96,85	1,760	1,402	1,581	-0,216	-0,624	-0,420	-	1,566	1,566	-0,270	-0,545	-0,407
102,35	2,032	1,611	1,821	-0,220	-0,688	-0,454	-	1,794	1,794	-0,272	-0,585	-0,429
106,50	2,337	1,848	2,092	-0,244	-0,783	-0,514	-	2,044	2,044	-0,301	-0,675	-0,488
108,45	2,562	2,019	2,291	-0,296	-0,895	-0,595	-	2,208	2,208	-0,359	-0,775	-0,567
102,25	2,535	1,992	2,264	-0,287	-0,879	-0,583	-	2,154	2,154	-0,349	-0,774	-0,562
82,90	2,357	1,860	2,109	-0,235	-0,784	-0,509	-	1,962	1,962	-0,307	-0,707	-0,507
67,05	2,103	1,650	1,876	-0,242	-0,728	-0,485	-	1,712	1,712	-0,307	-0,674	-0,491
53,05	1,820	1,440	1,630	-0,212	-0,639	-0,426	-	1,455	1,455	-0,287	-0,606	-0,446
36,85	1,436	1,148	1,292	-0,173	-0,514	-0,343	-	1,134	1,134	-0,233	-0,498	-0,366
26,59	1,170	0,937	1,054	-0,151	-0,430	-0,290	-	0,923	0,923	-0,196	-0,423	-0,310
22,65	1,076	0,871	0,974	-0,130	-0,400	-0,265	-	0,834	0,834	-0,182	-0,389	-0,285

$P_p = 108,75 \text{ kN}$

Tabela G8 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar P8 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4
0,00	0,000	0,000	0,000	-	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
16,65	-0,006	0,003	-0,001	-	-0,005	-0,005	-	0,005	0,003	0,010	0,013	0,011
25,90	0,001	0,005	0,003	-	-0,019	-0,019	-	0,015	0,016	-0,008	-0,008	-0,008
30,70	0,026	0,041	0,034	-	-0,034	-0,034	-	0,050	0,051	-0,012	-0,018	-0,015
35,40	0,083	0,075	0,079	-	-0,072	-0,072	-	0,082	0,084	-0,022	-0,020	-0,021
40,30	0,096	0,095	0,096	-	-0,099	-0,099	-	0,097	0,102	-0,042	-0,054	-0,048
45,50	0,089	0,090	0,089	-	-0,154	-0,154	-	0,089	0,097	-0,098	-0,110	-0,104
49,95	0,141	0,146	0,143	-	-0,142	-0,142	-	0,141	0,150	-0,095	-0,111	-0,103
55,00	0,218	0,219	0,218	-	-0,144	-0,144	-	0,204	0,218	-0,086	-0,110	-0,098
60,40	0,273	0,276	0,274	-	-0,159	-0,159	-	0,262	0,276	-0,101	-0,136	-0,119
60,05	0,408	0,270	0,339	-	-0,208	-0,208	-	0,277	0,293	-0,100	-0,105	-0,103
65,00	0,456	0,316	0,386	-	-0,222	-0,222	-	0,317	0,337	-0,118	-0,127	-0,122
70,30	0,521	0,389	0,455	-	-0,236	-0,236	-	0,386	0,407	-0,128	-0,128	-0,128
75,40	0,577	0,460	0,519	-	-0,276	-0,276	-	0,454	0,475	-0,165	-0,147	-0,156
80,20	0,684	0,587	0,635	-	-0,269	-0,269	-	0,570	0,591	-0,158	-0,117	-0,138
84,90	0,807	0,726	0,767	-	-0,281	-0,281	-	0,695	0,717	-0,169	-	-0,169
90,20	0,933	0,877	0,905	-	-0,297	-0,297	-	0,828	0,857	-0,176	-	-0,176
95,60	1,070	1,031	1,050	-	-0,324	-0,324	-	0,969	0,999	-0,186	-	-0,186
95,65	1,242	1,216	1,229	-	-0,382	-0,382	-	1,130	1,163	-0,204	-	-0,204
101,10	1,514	1,635	1,574	-	-	-	-	1,225	1,225	-0,201	-	-0,201
105,40	1,600	1,735	1,667	-	-	-	-	1,316	1,316	-0,209	-	-0,209
110,30	1,793	1,934	1,863	-	-	-	-	1,507	1,451	-0,178	-	-0,178
115,30	1,972	2,139	2,056	-	-	-	-	1,682	1,634	-0,189	-	-0,189
120,05	2,185	2,365	2,275	-	-	-	-	1,893	1,854	-0,218	-	-0,218
123,00	2,348	2,542	2,445	-	-	-	-	2,056	2,026	-0,243	-	-0,243
86,75	1,998	2,144	2,071	-	-	-	-	1,697	1,663	-0,202	-	-0,202
61,90	1,678	1,783	1,731	-	-	-	-	1,361	1,324	-0,181	-	-0,181
42,60	1,348	1,419	1,383	-	-	-	-	1,014	0,977	-0,138	-	-0,138
35,55	1,218	1,263	1,240	-	-	-	-	0,869	0,825	-0,139	-	-0,139

$P_p = 123,00 \text{ kN}$

Tabela G9 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar PT10 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4	1RE	1RD	Média 1R	3RE	3RD	Média 3R
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	-	0,000	0,000	-	-	-	0,000	0,000	0,000
15,70	-0,024	-0,417	-0,220	-0,158	-0,358	-0,258	-0,023	-	-0,023	-	-0,180	-0,180	-	-	-	0,123	0,129	0,126
21,10	-0,036	-0,427	-0,231	-0,188	-0,383	-0,285	-0,027	-	-0,027	-	-0,210	-0,210	-	-	-	0,138	0,149	0,143
26,25	-0,029	-0,412	-0,220	-0,205	-0,397	-0,301	-0,018	-	-0,018	-	-0,224	-0,224	-	-	-	0,163	0,170	0,166
32,10	-0,039	-0,414	-0,226	-0,233	-0,421	-0,327	-0,017	-	-0,017	-	-0,246	-0,246	-	-	-	0,189	0,195	0,192
36,35	-0,038	-0,415	-0,226	-0,260	-0,443	-0,351	-0,014	-	-0,014	-	-0,276	-0,276	-	-	-	0,220	0,221	0,220
40,80	-0,029	-0,404	-0,217	-0,291	-0,473	-0,382	-0,003	-	-0,003	-	-0,309	-0,309	-	-	-	0,248	0,250	0,249
40,80	-0,044	-0,416	-0,230	-0,326	-0,500	-0,413	-0,020	-	-0,020	-	-0,340	-0,340	-	-	-	0,261	0,259	0,260
45,50	-0,028	-0,388	-0,208	-0,325	-0,506	-0,415	0,008	-	0,008	-	-0,339	-0,339	-	-	-	0,290	0,282	0,286
51,70	-0,036	-0,390	-0,213	-0,380	-0,552	-0,466	0,009	-	0,009	-	-0,390	-0,390	-	-	-	0,341	0,323	0,332
52,10	-0,002	-0,359	-0,180	-0,363	-0,536	-0,449	0,043	-	0,043	-	-0,375	-0,375	-	-	-	0,354	0,335	0,344
57,15	-0,030	-0,377	-0,204	-0,419	-0,580	-0,499	0,024	-	0,024	-	-0,430	-0,430	-	-	-	0,392	0,369	0,380
61,20	-0,039	-0,379	-0,209	-0,457	-0,611	-0,534	0,026	-	0,026	-	-0,468	-0,468	-	-	-	0,432	0,405	0,419
70,70	-0,034	-0,357	-0,195	-0,524	-0,674	-0,599	0,048	-	0,048	-	-0,523	-0,523	-	-	-	0,525	0,495	0,510
81,20	-0,023	-0,335	-0,179	-0,587	-0,726	-0,657	0,066	-	0,066	-	-0,602	-0,602	-	-	-	0,628	0,597	0,612
91,40	0,033	-0,273	-0,120	-0,626	-0,757	-0,691	0,117	-	0,117	-	-0,650	-0,650	-	-	-	0,736	0,713	0,725
101,60	0,040	-0,269	-0,114	-0,705	-0,810	-0,758	0,139	-	0,139	-	-0,723	-0,723	-	-	-	0,862	-	0,862
113,05	0,061	-0,229	-0,084	-0,767	-0,864	-0,815	0,163	-	0,163	-	-0,789	-0,789	-	-	-	0,985	-	0,985
122,90	0,098	-0,179	-0,040	-0,810	-0,889	-0,849	0,220	-	0,220	-	-0,826	-0,826	-	-	-	1,091	-	1,091
133,25	0,112	-0,091	0,010	-0,869	-0,941	-0,905	0,248	-	0,248	-	-0,881	-0,881	-	-	-	1,190	-	1,190
142,40	0,141	-0,040	0,050	-0,900	-0,971	-0,936	0,282	-	0,282	-	-0,932	-0,932	-	-	-	1,296	-	1,296
152,90	0,153	0,000	0,077	-0,981	-1,020	-1,000	0,310	-	0,310	-	-1,000	-1,000	-	-	-	1,393	-	1,393
164,10	0,171	0,036	0,103	-1,040	-1,069	-1,055	0,350	-	0,350	-	-1,062	-1,062	-	-	-	1,505	-	1,505
172,80	0,192	0,058	0,125	-1,098	-1,113	-1,106	0,381	-	0,381	-	-1,120	-1,120	-	-	-	1,598	-	1,598
183,25	0,219	0,079	0,149	-1,161	-1,152	-1,156	0,423	-	0,423	-	-1,178	-1,178	-	-	-	1,706	-	1,706

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4	1RE	1RD	Média 1R	3RE	3RD	Média 3R
183,90	0,202	0,054	0,128	-1,202	-1,191	-1,197	0,424	-	0,424	-	-1,219	-1,219	-	-	-	1,746	-	1,746
192,80	0,214	0,088	0,151	-1,260	-1,232	-1,246	0,450	-	0,450	-	-1,270	-1,270	-	-	-	1,833	-	1,833
203,40	0,244	0,121	0,183	-1,305	-1,268	-1,287	0,487	-	0,487	-	-1,330	-1,330	-	-	-	1,954	-	1,954
211,10	0,273	0,153	0,213	-1,374	-1,304	-1,339	0,528	-	0,528	-	-1,391	-1,391	-	-	-	2,058	-	2,058
221,80	0,310	0,201	0,256	-1,444	-1,351	-1,398	0,585	-	0,585	-	-1,455	-1,455	-	-	-	2,193	-	2,193
232,25	0,346	0,216	0,281	-1,534	-1,416	-1,475	0,640	-	0,640	-	-1,546	-1,546	-	-	-	2,342	-	2,342
241,35	0,382	0,285	0,334	-1,627	-1,485	-1,556	0,699	-	0,699	-	-1,638	-1,638	-	-	-	2,508	-	2,508
252,25	0,435	0,350	0,392	-1,731	-1,559	-1,645	0,781	-	0,781	-	-1,733	-1,733	-	-	-	2,752	-	2,752
255,45	0,475	0,400	0,438	-1,827	-1,618	-1,723	0,847	-	0,847	-	-1,825	-1,825	-	-	-	3,353	-	3,353
261,80	0,515	0,590	0,553	-1,972	-1,692	-1,832	1,076	-	1,076	-	-1,967	-1,967	-	-	-	-	-	-
265,00	0,752	0,937	0,844	-2,171	-1,757	-1,964	1,451	-	1,451	-	-2,125	-2,125	-	-	-	-	-	-
268,00	1,765	2,229	1,997	-	-2,857	-2,857	2,268	-	2,268	-	-4,810	-4,810	-	-	-	-	-	-

$P_u = 268,00 \text{ kN}$

Tabela G10 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar PT12 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4	1RE	1RD	Média 1R	3RE	3RD	Média 3R
0,00	-	-	-	-	0,000	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
19,45	-	-	-	-	0,009	0,009	0,014	-	0,014	0,004	0,010	0,007	-	0,023	0,023	0,000	0,006	0,003
32,55	-	-	-	-	0,000	0,000	0,007	-	0,007	0,003	0,013	0,008	-	0,016	0,016	0,000	0,007	0,003
32,40	-	-	-	-	-0,050	-0,050	0,021	-	0,021	-0,056	-0,052	-0,054	-	0,073	0,073	0,050	0,055	0,052
42,00	-	-	-	-	-0,117	-0,117	0,032	-	0,032	-0,133	-0,133	-0,133	-	0,129	0,129	0,103	0,094	0,098
51,20	-	-	-	-	-0,199	-0,199	0,049	-	0,049	-0,206	-0,217	-0,211	-	0,211	0,211	0,193	0,161	0,177
61,20	-	-	-	-	-0,270	-0,270	0,089	-	0,089	-0,281	-0,308	-0,295	-	0,302	0,302	0,310	0,247	0,278
71,70	-	-	-	-	-0,337	-0,337	0,104	-	0,104	-0,350	-0,401	-0,375	-	0,380	0,380	0,424	0,330	0,377
82,95	-	-	-	-	-0,412	-0,412	0,140	-	0,140	-0,427	-0,486	-0,456	-	0,459	0,459	0,525	0,409	0,467
81,85	-	-	-	-	-0,449	-0,449	0,157	-	0,157	-0,416	-0,477	-0,447	-	0,475	0,475	0,512	0,403	0,457
91,75	-	-	-	-	-0,520	-0,520	0,206	-	0,206	-0,448	-0,516	-0,482	-	0,557	0,557	0,576	0,463	0,520
102,50	-	-	-	-	-0,641	-0,641	0,190	-	0,190	-0,543	-0,612	-0,577	-	0,595	0,595	0,658	0,529	0,594
113,45	-	-	-	-	-0,721	-0,721	0,223	-	0,223	-0,594	-0,662	-0,628	-	0,674	0,674	0,699	0,579	0,639
113,50	-	-	-	-	-0,778	-0,778	0,237	-	0,237	-0,607	-0,689	-0,648	-	0,698	0,698	0,700	0,582	0,641
121,10	-	-	-	-	-0,823	-0,823	0,242	-	0,242	-0,649	-0,736	-0,693	-	0,726	0,726	0,742	0,621	0,681
131,55	-	-	-	-	-0,915	-0,915	0,274	-	0,274	-0,693	-0,791	-0,742	-	0,799	0,799	0,805	0,678	0,742
132,00	-	-	-	-	-0,932	-0,932	0,283	-	0,283	-0,705	-0,799	-0,752	-	0,826	0,826	0,813	0,689	0,751
141,20	-	-	-	-	-0,985	-0,985	0,312	-	0,312	-0,754	-0,864	-0,809	-	0,887	0,887	0,867	0,735	0,801
142,20	-	-	-	-	-1,017	-1,017	0,313	-	0,313	-0,763	-0,871	-0,817	-	0,904	0,904	0,869	0,742	0,806
152,00	-	-	-	-	-1,082	-1,082	0,335	-	0,335	-0,809	-0,937	-0,873	-	0,964	0,964	0,933	0,801	0,867
162,10	-	-	-	-	-1,163	-1,163	0,366	-	0,366	-0,868	-0,996	-0,932	-	1,047	1,047	1,004	0,868	0,936
172,00	-	-	-	-	-1,223	-1,223	0,421	-	0,421	-0,906	-1,036	-0,971	-	1,151	1,151	1,084	0,942	1,013
181,60	-	-	-	-	-1,257	-1,257	0,495	-	0,495	-0,936	-1,085	-1,010	-	1,259	1,259	1,159	0,964	1,061
191,50	-	-	-	-	-1,314	-1,314	0,548	-	0,548	-0,996	-1,162	-1,079	-	1,372	1,372	1,244	1,053	1,148
193,10	-	-	-	-	-1,356	-1,356	0,509	-	0,509	-1,095	-1,253	-1,174	-	1,367	1,367	1,258	1,085	1,172

Tabela G11 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar PC45T10 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4	1RE	1RD	Média 1R	3RE	3RD	Média 3R
0,00	-	-	-	-	-	-	0,000	-	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
43,22	-	-	-	-	-	-	0,007	-	0,007	-	0,000	0,000	0,017	0,007	0,012	0,003	0,003	0,003
61,97	-	-	-	-	-	-	-0,013	-	-0,013	-	-0,047	-0,047	0,009	0,004	0,006	0,009	0,006	0,008
82,26	-	-	-	-	-	-	-0,029	-	-0,029	-	-0,090	-0,090	0,010	-0,001	0,004	0,018	0,013	0,016
101,77	-	-	-	-	-	-	-0,028	-	-0,028	-	-0,132	-0,132	0,026	0,016	0,021	0,032	0,023	0,027
122,06	-	-	-	-	-	-	-0,036	-	-0,036	-	-0,190	-0,190	0,052	0,042	0,047	0,052	0,039	0,045
144,33	-	-	-	-	-	-	-0,027	-	-0,027	-	-0,224	-0,224	0,070	0,049	0,059	0,075	0,059	0,067
163,56	-	-	-	-	-	-	-0,029	-	-0,029	-	-0,267	-0,267	0,110	0,094	0,102	0,101	0,081	0,091
183,56	-	-	-	-	-	-	-0,050	-	-0,050	-	-0,341	-0,341	0,110	0,081	0,095	0,120	0,097	0,108
203,41	-	-	-	-	-	-	-0,014	-	-0,014	-	-0,352	-0,352	0,176	0,150	0,163	0,140	0,112	0,126
224,16	-	-	-	-	-	-	0,002	-	0,002	-	-0,381	-0,381	0,207	0,181	0,194	0,157	0,129	0,143
241,93	-	-	-	-	-	-	-0,002	-	-0,002	-	-0,424	-0,424	0,231	0,213	0,222	0,176	0,147	0,162
262,18	-	-	-	-	-	-	0,008	-	0,008	-	-0,464	-0,464	0,258	0,235	0,247	0,194	0,166	0,180
284,40	-	-	-	-	-	-	0,013	-	0,013	-	-0,506	-0,506	0,297	0,280	0,288	0,219	0,199	0,209
313,63	-	-	-	-	-	-	0,028	-	0,028	-	-0,559	-0,559	0,347	0,326	0,337	0,250	0,251	0,251
324,13	-	-	-	-	-	-	0,037	-	0,037	-	-0,591	-0,591	0,383	0,362	0,373	0,273	0,281	0,277
343,97	-	-	-	-	-	-	0,029	-	0,029	-	-0,636	-0,636	0,405	0,377	0,391	0,299	0,310	0,304
364,55	-	-	-	-	-	-	0,007	-	0,007	-	-0,721	-0,721	0,410	0,386	0,398	0,339	0,355	0,347
365,60	-	-	-	-	-	-	0,005	-	0,005	-	-0,774	-0,774	0,431	0,418	0,424	0,382	0,388	0,385
385,49	-	-	-	-	-	-	-0,010	-	-0,010	-	-0,818	-0,818	0,431	0,423	0,427	0,403	0,404	0,403
405,70	-	-	-	-	-	-	0,031	-	0,031	-	-0,840	-0,840	0,497	0,485	0,491	0,439	0,436	0,438
425,49	-	-	-	-	-	-	0,031	-	0,031	-	-0,884	-0,884	0,526	0,506	0,516	0,477	0,471	0,474
443,28	-	-	-	-	-	-	0,049	-	0,049	-	-0,919	-0,919	0,573	0,557	0,565	0,521	0,509	0,515
463,01	-	-	-	-	-	-	0,046	-	0,046	-	-1,001	-1,001	0,603	0,827	0,715	0,576	0,556	0,566
484,52	-	-	-	-	-	-	0,066	-	0,066	-	-1,065	-1,065	0,669	0,884	0,777	0,647	0,617	0,632

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4	1RE	1RD	Média 1R	3RE	3RD	Média 3R
502,82	-	-	-	-	-	-	0,088	-	0,088	-	-1,126	-1,126	0,735	0,985	0,860	0,718	0,679	0,698
524,47	-	-	-	-	-	-	0,122	-	0,122	-	-1,194	-1,194	0,830	1,206	1,018	0,810	0,756	0,783
545,06	-	-	-	-	-	-	0,120	-	0,120	-	-1,282	-1,282	0,881	1,250	1,066	0,887	0,821	0,854
563,11	-	-	-	-	-	-	0,177	-	0,177	-	-1,325	-1,325	0,996	1,255	1,126	0,977	0,897	0,937
584,66	-	-	-	-	-	-	0,235	-	0,235	-	-1,390	-1,390	1,123	1,238	1,181	1,095	0,997	1,046
602,50	-	-	-	-	-	-	0,319	-	0,319	-	-1,536	-1,536	1,331	1,370	1,351	1,316	1,184	1,250
611,96	-	-	-	-	-	-	0,384	-	0,384	-	-1,591	-1,591	1,443	1,473	1,458	1,429	1,281	1,355
622,27	-	-	-	-	-	-	0,415	-	0,415	-	-1,664	-1,664	1,540	1,553	1,546	1,537	1,370	1,453
629,06	-	-	-	-	-	-	0,517	-	0,517	-	-1,780	-1,780	1,766	1,726	1,746	1,746	1,547	1,646

P_u = 645,00 kN

Tabela G12 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar PC45T12 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4	1RE	1RD	Média 1R	3RE	3RD	Média 3R
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
21,28	-0,087	-0,266	-0,177	-0,090	-0,063	-0,076	-0,076	-	-0,076	-	-0,107	-0,107	-0,041	-0,059	-0,050	-0,029	-0,024	-0,027
41,22	-0,107	-0,284	-0,196	-0,139	-0,094	-0,117	-0,095	-	-0,095	-	-0,148	-0,148	-0,042	-0,063	-0,053	-0,033	-0,031	-0,032
61,20	-0,131	-0,281	-0,206	-0,182	-0,130	-0,156	-0,095	-	-0,095	-	-0,171	-0,171	-0,025	-0,047	-0,036	-0,033	-0,037	-0,035
81,44	-0,166	-0,315	-0,240	-0,231	-0,168	-0,200	-0,107	-	-0,107	-	-0,218	-0,218	-0,021	-0,056	-0,038	-0,020	-0,034	-0,027
101,98	-0,164	-0,304	-0,234	-0,271	-0,190	-0,230	-0,088	-	-0,088	-	-0,215	-0,215	0,020	-0,012	0,004	-0,009	-0,034	-0,022
122,84	-0,154	-0,283	-0,218	-0,291	-0,202	-0,246	-0,062	-	-0,062	-	0,065	0,065	0,087	0,021	0,054	0,013	-0,027	-0,007
142,20	-0,187	-0,302	-0,245	-0,352	-0,249	-0,300	-0,073	-	-0,073	-	0,162	0,162	0,108	0,042	0,075	0,042	-0,016	0,013
161,89	-0,207	-0,318	-0,262	-0,403	-0,289	-0,346	-0,081	-	-0,081	-	0,011	0,011	0,125	0,040	0,082	0,067	-0,008	0,030
180,83	-0,218	-0,309	-0,263	-0,440	-0,306	-0,373	-0,064	-	-0,064	-	-0,175	-0,175	0,165	0,070	0,118	0,102	0,007	0,054
202,48	-0,210	-0,307	-0,258	-0,476	-0,330	-0,403	-0,055	-	-0,055	-	-0,140	-0,140	0,224	0,113	0,169	0,131	0,018	0,074
222,40	-0,243	-0,323	-0,283	-0,543	-0,383	-0,463	-0,071	-	-0,071	-	-0,147	-0,147	0,231	0,097	0,164	0,159	0,033	0,096
242,66	-0,249	-0,328	-0,288	-0,574	-0,405	-0,489	-0,063	-	-0,063	-	-0,250	-0,250	0,267	0,123	0,195	0,189	0,042	0,115
262,33	-0,255	-0,309	-0,282	-0,615	-0,432	-0,523	-0,061	-	-0,061	-	-0,265	-0,265	0,294	0,149	0,222	0,220	0,055	0,137
283,21	-0,271	-0,325	-0,298	-0,662	-0,471	-0,567	-0,063	-	-0,063	-	-0,288	-0,288	0,318	0,163	0,241	0,247	0,067	0,157
280,70	-0,289	-0,332	-0,311	-0,699	-0,492	-0,595	-0,073	-	-0,073	-	-0,396	-0,396	0,325	0,170	0,248	0,258	0,074	0,166
303,43	-0,282	-0,339	-0,311	-0,719	-0,517	-0,618	-0,072	-	-0,072	-	-0,466	-0,466	0,341	0,179	0,260	0,283	0,090	0,186
321,34	-0,293	-0,335	-0,314	-0,765	-0,538	-0,651	-0,065	-	-0,065	-	-0,480	-0,480	0,385	0,216	0,300	0,316	0,110	0,213
344,21	-0,319	-0,348	-0,334	-0,828	-0,586	-0,707	-0,077	-	-0,077	-	-0,582	-0,582	0,401	0,250	0,326	0,347	0,118	0,233
361,45	-0,326	-0,346	-0,336	-0,868	-0,622	-0,745	-0,076	-	-0,076	-	-0,472	-	0,434	0,287	0,361	0,380	0,142	0,261
382,13	-0,365	-0,381	-0,373	-0,960	-0,695	-0,827	-0,099	-	-0,099	-	-0,271	-	0,440	0,858	0,440	0,429	0,171	0,300
404,54	-0,366	-0,374	-0,370	-1,004	-0,730	-0,867	-0,096	-	-0,096	-	0,301	-	0,497	1,628	0,497	0,477	0,199	0,338
423,41	-0,371	-0,349	-0,360	-1,052	-0,758	-0,905	-0,079	-	-0,079	-	0,322	-	0,547	4,151	0,547	0,518	0,222	0,370

Tabela G14 – Deformações das armaduras longitudinais do pilar PC55 – (mm/m)

Carga (kN)	1E	1D	Média 1	2E	2D	Média 2	3E	3D	Média 3	4E	4D	Média 4
0,00	0,000	-	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20,61	0,089	-	0,089	0,051	-	0,051	0,045	0,047	0,046	0,007	0,028	0,018
20,83	0,081	-	0,081	0,057	-	0,057	0,045	0,053	0,049	0,020	0,040	0,030
41,02	0,051	-	0,051	0,028	-	0,028	0,026	0,035	0,030	-0,018	-0,003	-0,011
60,88	0,044	-	0,044	-0,015	-	-0,015	0,010	0,011	0,010	-0,054	-0,041	-0,048
80,53	0,045	-	0,045	-0,029	-	-0,029	-0,003	0,001	-0,001	-0,074	-0,075	-0,074
100,35	0,050	-	0,050	-0,051	-	-0,051	-0,016	-0,024	-0,020	-0,107	-0,107	-0,107
121,07	0,040	-	0,040	-0,091	-	-0,091	-0,039	-0,042	-0,040	-0,146	-0,153	-0,150
142,74	0,011	-	0,011	-0,139	-	-0,139	-0,069	-0,075	-0,072	-0,202	-0,215	-0,208
160,70	0,020	-	0,020	-0,154	-	-0,154	-0,065	-0,075	-0,070	-0,222	-0,237	-0,229
180,57	0,002	-	0,002	-0,202	-	-0,202	-0,092	-0,103	-0,098	-0,270	-0,296	-0,283
201,11	-0,009	-	-0,009	-0,237	-	-0,237	-0,116	-0,137	-0,127	-0,321	-0,348	-0,334
221,41	-0,009	-	-0,009	-0,256	-	-0,256	-0,127	-0,149	-0,138	-0,361	-0,388	-0,375
242,39	-0,002	-	-0,002	-0,288	-	-0,288	-0,151	-0,171	-0,161	-0,394	-0,441	-0,417
240,23	-0,014	-	-0,014	-0,299	-	-0,299	-0,154	-0,177	-0,166	-0,413	-0,465	-0,439
262,79	-0,016	-	-0,016	-0,320	-	-0,320	-0,166	-0,190	-0,178	-0,435	-0,495	-0,465
282,10	0,002	-	0,002	-0,339	-	-0,339	-0,166	-0,199	-0,183	-0,478	-0,534	-0,506
302,50	0,002	-	0,002	-0,367	-	-0,367	-0,191	-0,221	-0,206	-0,522	-0,593	-0,558
320,84	0,010	-	0,010	-0,393	-	-0,393	-0,205	-0,241	-0,223	-0,579	-0,654	-0,617
343,02	0,032	-	0,032	-0,415	-	-0,415	-0,206	-0,251	-0,229	-0,642	-0,720	-0,681
362,04	0,062	-	0,062	-0,448	-	-0,448	-0,207	-0,241	-0,224	-0,700	-0,770	-0,735
381,27	0,304	-	0,304	-0,608	-	-0,608	0,013	-0,051	-0,019	-0,923	-	-0,923
402,47	0,404	-	0,404	-0,623	-	-0,623	0,099	0,021	0,060	-0,969	-	-0,969
411,44	0,475	-	0,475	-0,642	-	-0,642	0,157	0,070	0,113	-1,012	-	-1,012
421,44	0,529	-	0,529	-0,645	-	-0,645	0,206	0,113	0,159	-1,031	-	-1,031
432,49	0,628	-	0,628	-0,658	-	-0,658	0,283	0,185	0,234	-1,075	-	-1,075
441,28	0,659	-	0,659	-0,649	-	-0,649	0,313	0,219	0,266	-1,073	-	-1,073
451,51	0,701	-	0,701	-0,651	-	-0,651	0,348	0,243	0,295	-1,092	-	-1,092
458,60	0,764	-	0,764	-0,635	-	-0,635	0,412	0,302	0,357	-1,102	-	-1,102
470,53	0,873	-	0,873	-0,637	-	-0,637	0,501	0,381	0,441	-1,137	-	-1,137
478,98	0,971	-	0,971	-0,613	-	-0,613	0,593	0,482	0,538	-1,136	-	-1,136
487,97	1,114	-	1,114	-0,599	-	-0,599	0,726	0,601	0,663	-1,166	-	-1,166
498,22	1,434	-	1,434	-0,546	-	-0,546	1,024	0,894	0,959	-1,185	-	-1,185

$P_u = 506,00 \text{ kN}$

ANEXO H

DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

Tabela H1 – Deformações do concreto do pilar P1 – (mm/m)

Carga (kN)	CT1	CT2	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20,05	-	0,051	-0,007	-0,092	-0,104	-0,114	0,024	-0,065
30,04	-	0,133	0,014	-0,189	-0,213	-0,237	0,189	-0,065
39,70	-	0,458	0,132	-0,267	-0,327	-0,361	0,497	-0,066
49,50	-	1,782	0,863	-0,361	-0,566	-0,622	1,303	-0,063
60,60	-	2,310	1,150	-0,395	-0,652	-0,722	1,550	-0,064
61,10	-	2,704	1,390	-0,444	-0,752	-0,828	1,820	-0,066
70,05	-	3,377	1,772	-0,515	-0,904	-0,966	2,238	-0,067
79,60	-	4,054	2,201	-0,596	-1,074	-1,111	2,683	-0,072
90,20	-	-	3,333	-0,663	-1,255	-1,264	3,240	-0,050
100,00	-	-	-	-0,688	-1,324	-1,324	3,459	-0,031
109,10	-	-	-	-0,732	-1,499	-1,470	4,028	-0,004
119,65	-	-	-	-0,866	-1,874	-1,678	4,940	-0,012
120,20	-	-	-	-0,955	-2,081	-1,756	5,310	-0,016
130,10	-	-	-	-1,061	-2,454	-1,978	6,476	-0,014

$P_u = 130,10 \text{ kN}$

Tabela H2 – Deformações do concreto do pilar P2 – (mm/m)

Carga (kN)	CT1	CT2	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	-	-	-	0,000	-	0,000	-	-
15,40	-	-	-	-0,025	-	-0,065	-	-
21,25	-	-	-	-0,044	-	-0,096	-	-
25,35	-	-	-	-0,057	-	-0,123	-	-
30,40	-	-	-	-0,074	-	-0,154	-	-
35,55	-	-	-	-0,092	-	-0,194	-	-
40,00	-	-	-	-0,106	-	-0,231	-	-
45,00	-	-	-	-0,127	-	-0,286	-	-
50,05	-	-	-	-0,150	-	-0,367	-	-
54,80	-	-	-	-0,179	-	-0,462	-	-
60,10	-	-	-	-0,183	-	-0,535	-	-
65,15	-	-	-	-0,207	-	-0,627	-	-
65,15	-	-	-	-0,207	-	-0,657	-	-
70,20	-	-	-	-0,218	-	-0,705	-	-
70,55	-	-	-	-0,224	-	-0,729	-	-
75,60	-	-	-	-0,237	-	-0,776	-	-
81,70	-	-	-	-0,255	-	-0,864	-	-
86,20	-	-	-	-0,277	-	-0,939	-	-
90,15	-	-	-	-0,292	-	-1,015	-	-
89,70	-	-	-	-0,291	-	-1,040	-	-
99,80	-	-	-	-0,326	-	-1,162	-	-
109,40	-	-	-	-0,364	-	-1,352	-	-
115,00	-	-	-	-0,395	-	-1,496	-	-
119,10	-	-	-	-0,416	-	-1,605	-	-
119,10	-	-	-	-0,444	-	-1,726	-	-
124,80	-	-	-	-0,463	-	-1,806	-	-
130,45	-	-	-	-0,494	-	-1,939	-	-
134,70	-	-	-	-0,528	-	-2,089	-	-
140,00	-	-	-	-0,564	-	-2,246	-	-
145,50	-	-	-	-0,619	-	-2,479	-	-
151,25	-	-	-	-0,720	-	-2,895	-	-
154,05	-	-	-	-0,763	-	-3,087	-	-

$P_u = 157,00 \text{ kN}$

Tabela H4 – Deformações do concreto do pilar P4 – (mm/m)

Carga (kN)	CT1	CT2	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
18,30	0,001	-	0,016	-0,006	-0,013	-0,020	0,001	-0,004
21,05	0,018	-	0,014	-0,015	-0,027	-0,031	0,006	-0,015
25,50	0,027	-	0,022	-0,023	-0,039	-0,045	0,010	-0,024
30,95	0,051	-	0,031	-0,045	-0,074	-0,079	0,024	-0,044
35,50	0,071	-	0,034	-0,068	-0,098	-0,115	0,033	-0,062
40,10	0,110	-	0,048	-0,085	-0,133	-0,153	0,047	-0,080
44,80	0,151	-	0,058	-0,106	-0,170	-0,197	0,043	-0,098
44,35	0,157	-	0,104	-0,111	-0,175	-0,209	0,037	-0,098
50,30	0,186	-	0,170	-0,137	-0,209	-0,257	0,048	-0,121
55,00	0,306	-	0,243	-0,159	-0,260	-0,309	0,068	-0,148
59,95	0,584	-	0,762	-0,180	-0,346	-0,392	0,215	-0,196
64,70	1,371	-	1,033	-0,200	-0,487	-0,507	0,787	-0,268
69,60	2,004	-	1,170	-0,219	-0,598	-0,599	1,278	-0,323
75,00	2,628	-	1,483	-0,243	-0,710	-0,696	1,689	-0,371
73,95	2,775	-	1,510	-0,242	-0,716	-0,700	1,792	-0,373
80,50	3,350	-	1,567	-0,268	-0,801	-0,785	2,061	-0,418
85,40	-	-	-	-0,295	-0,890	-0,873	2,463	-0,468
90,15	-	-	-	-0,322	-0,972	-0,957	3,284	-0,513
94,60	-	-	-	-0,347	-1,057	-1,044	-	-0,562
99,40	-	-	-	-0,361	-1,142	-1,127	-	-0,603
97,60	-	-	-	-0,368	-1,162	-1,153	-	-0,619
102,00	-	-	-	-0,387	-1,219	-1,214	-	-0,654
105,05	-	-	-	-0,404	-1,278	-1,273	-	-0,688
107,50	-	-	-	-0,429	-1,346	-1,350	-	-0,735
110,10	-	-	-	-0,449	-1,410	-1,421	-	-0,777
52,55	-	-	-	-0,281	-0,989	-0,985	-	-0,512
40,45	-	-	-	-0,236	-0,870	-0,859	-	-0,435
36,45	-	-	-	-0,243	-0,845	-0,834	-	-0,431
19,60	-	-	-	-0,157	-0,647	-0,614	-	-0,315

$P_p = 110,10 \text{ kN}$

Tabela H5 – Deformações do concreto do pilar P5 – (mm/m)

Carga (kN)	CT1	CT2	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	-	-	-	0,000	0,000	0,000	-	0,000
15,40	-	-	-	-0,022	-0,073	-0,058	-	-0,034
22,70	-	-	-	-0,043	-0,113	-0,092	-	-0,050
25,40	-	-	-	-0,053	-0,130	-0,110	-	-0,060
30,20	-	-	-	-0,063	-0,153	-0,135	-	-0,073
35,85	-	-	-	-0,084	-0,186	-0,162	-	-0,089
39,90	-	-	-	-0,095	-0,212	-0,185	-	-0,096
45,35	-	-	-	-0,117	-0,251	-0,217	-	-0,116
44,80	-	-	-	-0,118	-0,260	-0,225	-	-0,112
50,60	-	-	-	-0,138	-0,298	-0,258	-	-0,129
55,10	-	-	-	-0,154	-0,333	-0,295	-	-0,141
59,80	-	-	-	-0,178	-0,391	-0,362	-	-0,162
65,35	-	-	-	-0,213	-0,476	-0,444	-	-0,184
69,90	-	-	-	-0,234	-0,526	-0,490	-	-0,198
80,40	-	-	-	-0,268	-0,627	-0,605	-	-0,220
85,60	-	-	-	-0,294	-0,694	-0,680	-	-0,245
90,00	-	-	-	-0,320	-0,764	-0,755	-	-0,264
94,75	-	-	-	-0,353	-0,850	-0,858	-	-0,293
104,60	-	-	-	-0,419	-1,035	-1,068	-	-0,350
103,25	-	-	-	-0,426	-1,062	-1,107	-	-0,356
110,05	-	-	-	-0,457	-1,141	-1,192	-	-0,387
114,85	-	-	-	-0,492	-1,243	-1,312	-	-0,419
120,50	-	-	-	-0,538	-1,366	-1,453	-	-0,458
126,00	-	-	-	-0,578	-1,493	-1,597	-	-0,497
128,00	-	-	-	-0,612	-1,576	-1,687	-	-0,525
130,50	-	-	-	-0,635	-1,644	-1,763	-	-0,551
133,90	-	-	-	-0,675	-1,749	-1,880	-	-0,592
136,50	-	-	-	-0,710	-1,836	-1,974	-	-0,624
139,45	-	-	-	-0,740	-1,933	-2,086	-	-0,660
91,80	-	-	-	-0,616	-1,626	-1,754	-	-0,531
61,90	-	-	-	-0,501	-1,343	-1,448	-	-0,426
36,80	-	-	-	-0,380	-1,053	-1,134	-	-0,321
23,65	-	-	-	-0,304	-0,890	-0,953	-	-0,258
17,00	-	-	-	-0,259	-0,795	-0,859	-	-0,227

$P_p = 139,45 \text{ kN}$

Tabela H6 – Deformações do concreto do pilar P6 – (mm/m)

Carga (kN)	CT1	CT2	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	-	-	-	-	0,000	0,000	-	0,000
20,00	-	-	-	-	-0,298	-0,101	-	-0,022
25,30	-	-	-	-	-0,319	-0,136	-	-0,039
30,20	-	-	-	-	-0,339	-0,167	-	-0,054
35,00	-	-	-	-	-0,356	-0,204	-	-0,063
40,00	-	-	-	-	-0,377	-0,243	-	-0,074
45,00	-	-	-	-	-0,398	-0,287	-	-0,085
51,50	-	-	-	-	-0,426	-0,343	-	-0,096
55,05	-	-	-	-	-0,473	-0,460	-	-0,110
60,20	-	-	-	-	-0,509	-0,547	-	-0,128
65,15	-	-	-	-	-0,544	-0,636	-	-0,142
70,00	-	-	-	-	-0,569	-0,707	-	-0,151
75,00	-	-	-	-	-0,609	-0,784	-	-0,166
80,35	-	-	-	-	-0,641	-0,857	-	-0,186
85,00	-	-	-	-	-0,674	-0,956	-	-0,204
85,45	-	-	-	-	-0,688	-1,016	-	-0,207
90,20	-	-	-	-	-0,711	-1,075	-	-0,220
95,20	-	-	-	-	-0,750	-1,176	-	-0,241
100,25	-	-	-	-	-0,777	-1,283	-	-0,256
104,80	-	-	-	-	-0,823	-1,408	-	-0,280
109,80	-	-	-	-	-0,870	-1,543	-	-0,307
115,10	-	-	-	-	-0,930	-1,740	-	-0,337
117,20	-	-	-	-	-0,959	-1,819	-	-0,353
119,80	-	-	-	-	-0,981	-1,898	-	-0,366
121,70	-	-	-	-	-1,005	-1,970	-	-0,380
124,60	-	-	-	-	-1,015	-2,041	-	-0,378
126,90	-	-	-	-	-1,043	-2,131	-	-0,398
129,80	-	-	-	-	-1,085	-2,260	-	-0,417
95,75	-	-	-	-	-0,987	-2,017	-	-0,336
71,90	-	-	-	-	-0,890	-1,764	-	-0,274
57,30	-	-	-	-	-0,841	-1,595	-	-0,250
45,55	-	-	-	-	-0,775	-1,421	-	-0,207
33,15	-	-	-	-	-0,699	-1,229	-	-0,162
21,75	-	-	-	-	-0,625	-1,041	-	-0,124

$P_p = 129,80 \text{ kN}$

Tabela H7 – Deformações do concreto do pilar P7 – (mm/m)

Carga (kN)	CT1	CT2	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	-	-	-	0,000	0,000	0,000	-	0,000
19,00	-	-	-	0,000	0,005	0,000	-	-0,002
26,05	-	-	-	-0,028	-0,045	-0,060	-	-0,026
31,00	-	-	-	-0,050	-0,082	-0,108	-	-0,047
30,95	-	-	-	-0,049	-0,076	-0,106	-	-0,044
36,00	-	-	-	-0,071	-0,117	-0,154	-	-0,065
40,10	-	-	-	-0,088	-0,150	-0,199	-	-0,079
44,60	-	-	-	-0,106	-0,187	-0,249	-	-0,096
49,40	-	-	-	-0,134	-0,236	-0,314	-	-0,121
53,90	-	-	-	-0,156	-0,277	-0,377	-	-0,134
59,50	-	-	-	-0,145	-0,343	-0,465	-	-0,165
64,00	-	-	-	-0,169	-0,396	-0,544	-	-0,186
64,00	-	-	-	-0,171	-0,407	-0,576	-	-0,183
68,70	-	-	-	-0,202	-0,463	-0,655	-	-0,210
78,90	-	-	-	-0,291	-0,664	-0,942	-	-0,263
83,60	-	-	-	-0,350	-0,778	-1,099	-	-0,298
83,10	-	-	-	-0,365	-0,813	-1,166	-	-0,305
88,50	-	-	-	-0,411	-0,908	-1,292	-	-0,338
97,20	-	-	-	-0,483	-1,177	-1,649	-	-0,415
96,85	-	-	-	-0,505	-1,222	-1,723	-	-0,438
102,35	-	-	-	-0,571	-1,384	-1,929	-	-0,486
106,50	-	-	-	-0,651	-1,581	-2,189	-	-0,545
108,45	-	-	-	-0,717	-1,737	-2,408	-	-0,599
102,25	-	-	-	-0,704	-1,710	-2,372	-	-0,596
82,90	-	-	-	-0,626	-1,570	-2,172	-	-0,539
67,05	-	-	-	-0,556	-1,420	-1,971	-	-0,485
53,05	-	-	-	-0,478	-1,253	-1,737	-	-0,431
36,85	-	-	-	-0,359	-1,018	-1,407	-	-0,350
26,59	-	-	-	-0,278	-0,851	-1,172	-	-0,289
22,65	-	-	-	-0,246	-0,784	-1,072	-	-0,261

$P_p = 108,75 \text{ kN}$

Tabela H8 – Deformações do concreto do pilar P8 – (mm/m)

Carga (kN)	CT1	CT2	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	-	-	-	0,000	0,000	0,000	0,000	-
16,65	-	-	-	0,001	0,002	0,001	0,003	-
25,90	-	-	-	-0,025	-0,043	-0,033	-0,014	-
30,70	-	-	-	-0,044	-0,073	-0,061	-0,025	-
35,40	-	-	-	-0,066	-0,107	-0,096	-0,039	-
40,30	-	-	-	-0,094	-0,157	-0,136	-0,058	-
45,50	-	-	-	-0,122	-0,200	-0,181	-0,080	-
49,95	-	-	-	-0,148	-0,248	-0,226	-0,128	-
55,00	-	-	-	-0,179	-0,309	-0,274	-0,146	-
60,40	-	-	-	-0,217	-0,382	-0,338	-0,173	-
60,05	-	-	-	-0,217	-0,402	-0,350	-0,170	-
65,00	-	-	-	-0,245	-0,454	-0,396	-0,190	-
70,30	-	-	-	-0,284	-0,535	-0,468	-0,218	-
75,40	-	-	-	-0,337	-0,639	-0,571	-0,261	-
80,20	-	-	-	-0,385	-0,738	-0,665	-0,296	-
84,90	-	-	-	-0,445	-0,861	-0,785	-0,339	-
90,20	-	-	-	-0,505	-0,991	-0,898	-0,376	-
95,60	-	-	-	-0,581	-1,141	-1,025	-0,420	-
95,65	-	-	-	-0,685	-1,343	-1,189	-0,476	-
101,10	-	-	-	-0,724	-1,429	-1,241	-0,574	-
105,40	-	-	-	-0,758	-1,507	-1,312	-0,589	-
110,30	-	-	-	-0,812	-1,641	-1,419	-0,611	-
115,30	-	-	-	-0,903	-1,831	-1,577	-0,670	-
120,05	-	-	-	-1,015	-2,066	-1,767	-0,735	-
123,00	-	-	-	-1,112	-2,262	-1,925	-0,796	-
86,75	-	-	-	-0,978	-1,971	-1,645	-0,680	-
61,90	-	-	-	-0,829	-1,664	-1,363	-0,568	-
42,60	-	-	-	-0,686	-1,343	-1,086	-0,492	-
35,55	-	-	-	-0,612	-1,199	-0,966	-0,448	-

$P_p = 123,00 \text{ kN}$

Tabela H9 – Deformações do concreto do pilar PT10 – (mm/m)

Carga (kN)	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	-	-	0,000	0,000	0,000	0,000
15,70	-	-	-0,036	-0,031	0,025	0,007
21,10	-	-	-0,057	-0,054	0,017	-0,018
26,25	-	-	-0,084	-0,078	0,018	-0,037
32,10	-	-	-0,116	-0,108	0,017	-0,067
36,35	-	-	-0,141	-0,128	0,016	-0,089
40,80	-	-	-0,174	-0,159	0,022	-0,116
40,80	-	-	-0,184	-0,166	0,028	-0,121
45,50	-	-	-0,213	-0,192	0,030	-0,146
51,70	-	-	-0,255	-0,226	0,047	-0,182
52,10	-	-	-0,269	-0,235	0,056	-0,192
57,15	-	-	-0,305	-0,268	0,068	-0,220
61,20	-	-	-0,338	-0,298	0,086	-0,248
70,70	-	-	-0,415	-0,368	0,126	-0,309
81,20	-	-	-0,496	-0,441	0,183	-0,372
91,40	-	-	-0,580	-0,537	0,191	-0,433
101,60	-	-	-0,657	-0,627	0,190	-0,488
113,05	-	-	-0,728	-0,706	0,241	-0,546
122,90	-	-	-0,812	-0,793	0,270	-0,608
133,25	-	-	-0,905	-0,892	0,306	-0,681
142,40	-	-	-0,994	-0,986	0,345	-0,741
152,90	-	-	-1,075	-1,083	0,385	-0,809
164,10	-	-	-1,179	-1,197	0,442	-0,884
172,80	-	-	-1,270	-1,297	0,486	-0,956
183,25	-	-	-1,367	-1,410	0,546	-1,028
183,90	-	-	-1,414	-1,466	0,549	-1,066
192,80	-	-	-1,488	-1,550	0,593	-1,119
203,40	-	-	-1,588	-1,660	0,666	-1,193
211,10	-	-	-1,691	-1,775	0,727	-1,274
221,80	-	-	-1,816	-1,906	0,828	-1,361
232,25	-	-	-1,967	-2,068	0,930	-1,467
241,35	-	-	-2,150	-2,240	1,041	-1,597
252,25	-	-	-2,351	-2,426	1,200	-1,724
255,45	-	-	-2,515	-2,579	1,329	-1,828
261,80	-	-	-2,878	-2,928	2,140	-2,002
265,00	-	-	-3,448	-3,386	-	-2,250

$P_u = 268,00 \text{ kN}$

Tabela H10 – Deformações do concreto do pilar PT12 – (mm/m)

Carga (kN)	CB1	CB2	CC1	CC2	CD1	CD2
0,00	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000
19,45	-0,001	-	0,000	0,002	0,000	-0,001
32,55	-0,006	-	-0,002	-0,002	-0,004	-0,003
32,40	-0,006	-	-0,105	-0,121	0,024	-0,068
42,00	-0,018	-	-0,276	-0,305	0,060	-0,199
51,20	-0,015	-	-0,479	-0,494	0,116	-0,323
61,20	0,000	-	-0,711	-0,620	0,204	-0,453
71,70	0,013	-	-0,907	-0,681	0,278	-0,571
82,95	0,028	-	-1,082	-0,749	0,360	-0,676
81,85	0,028	-	-1,102	-0,709	0,375	-0,694
91,75	0,037	-	-1,207	-0,749	0,434	-0,760
102,50	0,055	-	-1,333	-0,837	0,502	-0,840
113,45	0,061	-	-1,462	-0,920	0,563	-0,933
113,50	0,058	-	-1,480	-0,905	0,583	-0,956
121,10	0,063	-	-1,539	-0,960	0,617	-0,993
131,55	0,067	-	-1,634	-1,044	0,677	-1,062
132,00	0,072	-	-1,643	-1,048	0,694	-1,086
141,20	0,071	-	-1,728	-1,128	0,744	-1,141
142,20	0,070	-	-1,723	-1,123	0,759	-1,160
152,00	0,079	-	-1,792	-1,195	0,814	-1,207
162,10	0,095	-	-1,859	-1,263	0,884	-1,268
172,00	0,104	-	-1,948	-1,365	0,952	-1,336
181,60	0,113	-	-2,023	-1,463	1,018	-1,397
191,50	0,118	-	-2,105	-1,561	1,114	-1,466
193,10	0,118	-	-2,105	-1,604	1,144	-1,492
202,50	0,126	-	-2,173	-1,687	1,226	-1,541
211,80	0,141	-	-2,238	-1,779	1,309	-1,590
219,20	0,156	-	-2,313	-1,877	1,401	-1,654
230,00	0,172	-	-2,412	-2,013	1,538	-1,735
240,35	0,187	-	-2,496	-2,166	1,714	-1,824
248,80	0,202	-	-2,573	-2,331	1,912	-1,909
260,55	0,225	-	-2,681	-2,518	2,182	-2,014
270,55	0,242	-	-2,784	-2,696	2,544	-2,121
276,10	0,257	-	-2,879	-2,923	3,342	-2,230

$P_u = 280,00 \text{ kN}$

Tabela H11 – Deformações do concreto do pilar PC45T10 – (mm/m)

Carga (kN)	CB2	CB3	CC1	CC2	CD2	CD3
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
43,22	0,004	0,002	0,004	0,001	0,002	0,003
61,97	-0,026	-0,033	-0,022	-0,031	-0,022	-0,026
82,26	-0,058	-0,076	-0,054	-0,072	-0,048	-0,061
101,77	-0,098	-0,130	-0,091	-0,119	-0,083	-0,104
122,06	-0,133	-0,185	-0,139	-0,169	-0,112	-0,149
144,33	-0,173	-0,267	-0,195	-0,240	-0,163	-0,211
163,56	-0,211	-0,336	-0,257	-0,303	-0,199	-0,264
183,56	-0,246	-0,400	-0,321	-0,366	-0,235	-0,318
203,41	-0,286	-0,474	-0,398	-0,437	-0,278	-0,379
224,16	-0,327	-0,550	-0,472	-0,508	-0,322	-0,437
241,93	-0,361	-0,618	-0,540	-0,568	-0,355	-0,486
262,18	-0,399	-0,689	-0,613	-0,634	-0,397	-0,538
284,40	-0,442	-0,773	-0,698	-0,708	-0,442	-0,599
313,63	-0,499	-0,882	-0,809	-0,799	-0,502	-0,677
324,13	-0,536	-0,950	-0,877	-0,851	-0,534	-0,725
343,97	-0,568	-1,016	-0,948	-0,911	-0,574	-0,772
364,55	-0,619	-1,103	-1,042	-0,986	-0,623	-0,839
365,60	-0,655	-1,176	-1,108	-1,041	-0,658	-0,880
385,49	-0,682	-1,229	-1,165	-1,091	-0,688	-0,919
405,70	-0,729	-1,315	-1,248	-1,166	-0,736	-0,984
425,49	-0,765	-1,391	-1,322	-1,232	-0,779	-1,042
443,28	-0,804	-1,473	-1,399	-1,304	-0,825	-1,099
463,01	-0,863	-1,582	-1,527	-1,394	-0,882	-1,175
484,52	-0,925	-1,710	-1,636	-1,502	-0,946	-1,263
502,82	-0,994	-1,845	-1,756	-1,618	-1,013	-1,356
524,47	-1,067	-1,998	-1,894	-1,750	-1,087	-1,455
545,06	-1,132	-2,137	-2,017	-1,865	-1,155	-1,546
563,11	-1,206	-2,291	-2,147	-1,982	-1,220	-1,637
584,66	-1,294	-2,487	-2,305	-2,130	-1,307	-1,750
602,50	-1,445	-2,826	-2,486	-2,362	-1,442	-2,064
611,96	-1,521	-3,006	-2,600	-2,445	-1,506	-2,132
622,27	-1,593	-3,180	-2,711	-2,543	-1,569	-2,205
629,06	-1,735	-3,570	-2,903	-2,784	-1,673	-2,305

$P_u = 645,00 \text{ kN}$

Tabela H12 – Deformações do concreto do pilar PC45T12 – (mm/m)

Carga (kN)	CB2	CB3	CC1	CC2	CD2	CD3
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
21,28	-0,014	-0,060	-0,090	-0,103	-0,061	-0,046
41,22	-0,040	-0,098	-0,149	-0,158	-0,088	-0,088
61,20	-0,056	-0,142	-0,221	-0,229	-0,109	-0,134
81,44	-0,065	-0,180	-0,302	-0,311	-0,131	-0,181
101,98	-0,085	-0,230	-0,389	-0,394	-0,152	-0,236
122,84	-0,107	-0,282	-0,470	-0,475	-0,173	-0,291
142,20	-0,128	-0,340	-0,552	-0,565	-0,201	-0,350
161,89	-0,151	-0,396	-0,627	-0,636	-0,218	-0,404
180,83	-0,175	-0,454	-0,701	-0,715	-0,242	-0,458
202,48	-0,206	-0,522	-0,783	-0,800	-0,273	-0,522
222,40	-0,236	-0,591	-0,858	-0,881	-0,303	-0,584
242,66	-0,268	-0,655	-0,936	-0,963	-0,333	-0,643
262,33	-0,305	-0,722	-1,016	-1,040	-0,356	-0,705
283,21	-0,347	-0,806	-1,111	-1,138	-0,394	-0,780
280,70	-0,355	-0,829	-1,133	-1,164	-0,398	-0,797
303,43	-0,383	-0,883	-1,194	-1,229	-0,422	-0,845
321,34	-0,416	-0,947	-1,268	-1,305	-0,448	-0,901
344,21	-0,468	-1,045	-1,373	-1,415	-0,492	-0,987
361,45	-0,499	-1,112	-1,447	-1,489	-0,514	-1,048
382,13	-0,541	-1,193	-1,538	-1,582	-0,546	-1,117
404,54	-0,600	-1,296	-1,653	-1,691	-0,582	-1,205
423,41	-0,651	-1,397	-1,763	-1,798	-0,625	-1,293
443,15	-0,691	-1,475	-1,846	-1,882	-0,655	-1,362
461,36	-0,749	-1,558	-1,950	-1,966	-0,691	-1,434
460,82	-0,788	-1,649	-2,038	-2,056	-0,721	-1,503
482,64	-0,827	-1,723	-2,119	-2,132	-0,752	-1,570
502,94	-0,878	-1,816	-2,221	-2,231	-0,785	-1,646
522,02	-0,940	-1,931	-2,349	-2,348	-0,817	-1,738
542,07	-1,009	-2,061	-2,494	-2,494	-0,868	-1,845
562,61	-1,110	-2,247	-2,698	-2,683	-0,921	-1,987
582,00	-1,211	-2,434	-2,904	-2,871	-0,979	-2,130
600,72	-1,383	-2,769	-3,238	-3,142	-1,059	-2,361
608,92	-1,439	-2,910	-3,345	-3,213	-1,087	-2,427
619,75	-1,567	-3,385	-3,537	-3,092	-1,120	-2,550
626,96	-1,888	-3,205	-3,892	-2,331	-1,118	-2,721

$P_u = 630,00 \text{ kN}$

Tabela H14 – Deformações do concreto do pilar PC55 – (mm/m)

Carga (kN)	CB2	CB3	CC1	CC2	CD2	CD3
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20,61	0,050	-0,040	-0,050	-0,058	-0,105	-0,017
20,83	0,052	-0,043	-0,054	-0,055	-0,104	-0,016
41,02	0,006	-0,091	-0,085	-0,111	-0,156	-0,043
60,88	-0,035	-0,130	-0,131	-0,161	-0,226	-0,071
80,53	-0,082	-0,179	-0,176	-0,193	-0,312	-0,107
100,35	-0,137	-0,223	-0,221	-0,220	-0,405	-0,142
121,07	-0,089	-0,274	-0,271	-0,251	-0,514	-0,192
142,74	-0,144	-0,329	-0,313	-0,287	-0,629	-0,240
160,70	-0,205	-0,384	-0,361	-0,327	-0,734	-0,287
180,57	-0,266	-0,445	-0,401	-0,364	-0,845	-0,336
201,11	-0,337	-0,507	-0,444	-0,403	-0,966	-0,393
221,41	-0,401	-0,579	-0,485	-0,455	-1,098	-0,454
242,39	-0,470	-0,650	-0,533	-0,508	-1,204	-0,518
240,23	-0,492	-0,672	-0,539	-0,522	-1,253	-0,526
262,79	-0,536	-0,725	-0,581	-0,566	-1,324	-0,578
282,10	-0,579	-0,789	-0,627	-0,629	-1,446	-0,625
302,50	-0,632	-0,854	-0,685	-0,692	-1,597	-0,681
320,84	-0,689	-0,927	-0,736	-0,765	-1,739	-0,733
343,02	-0,725	-0,992	-0,793	-0,845	-1,889	-0,788
362,04	-0,775	-1,071	-0,837	-0,921	-1,984	-0,815
381,27	-1,243	-1,176	-1,064	-1,241	-2,350	-0,880
402,47	-1,340	-1,252	-1,158	-1,381	-2,412	-0,937
411,44	-1,408	-1,310	-1,221	-1,483	-2,438	-0,977
421,44	-1,447	-1,351	-1,272	-1,557	-2,464	-1,007
432,49	-1,498	-1,433	-1,349	-1,695	-2,481	-1,047
441,28	-1,513	-1,459	-1,380	-1,739	-2,495	-1,066
451,51	-1,533	-1,491	-1,423	-1,804	-2,523	-1,090
458,60	-1,565	-1,531	-1,466	-1,866	-2,552	-1,111
470,53	-1,562	-1,582	-1,541	-1,985	-2,601	-1,147
478,98	-1,597	-1,631	-1,606	-2,080	-2,636	-1,182
487,97	-1,648	-1,684	-1,694	-2,225	-2,699	-1,215
498,22	-1,747	-1,779	-1,855	-2,487	-2,800	-1,273

$P_u = 506,00 \text{ kN}$

Livros Grátis

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

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

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