

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

ANDERSON SOUZA ROCHA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO, REFORÇADOS COM CONCRETO
AUTO ADENSÁVEL E CONECTORES METÁLICOS**

Área de concentração: Estruturas e Materiais de Construção

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera, Dr.

Goiânia
2015

ANDERSON SOUZA ROCHA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO, REFORÇADOS COM CONCRETO
AUTO ADENSÁVEL E CONECTORES METÁLICOS**

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 de Construção

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera, Dr.

Goiânia

2015



Termo de Ciência e de Autorização para Disponibilizar as Teses e Dissertações Eletrônicas (TEDE) na Biblioteca Digital da UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás-UFG a disponibilizar gratuitamente através da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações – BDTD/UFG, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: **Dissertação** **Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor(a):	Anderson Souza Rocha		
CPF:	024086161-23	E-mail:	andersonsrocha@yahoo.com.br
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página? <input checked="" type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não			
Agência de fomento:	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior	Sigla:	CAPES
País:	Brasil	UF:GO	CNPJ:
Título:	Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Conectores Metálicos		
Palavras-chave:	Pilar, Reforço, Chumbadores, Flexo-compressão reta, Simulação Numérica		
Título em outra língua:	Experimental analysis of reinforced concrete columns subjected to flexion-compression, reinforced with self-compacting concrete and metal connectors		
Palavras-chave em outra língua:	Column, Reinforcement, Anchors bolts, Straight flexion-compression, Numerical Simulation		
Área de concentração:	Estruturas e materiais de construção		
Data defesa: (27/11/2015)			
Programa de Pós-Graduação:	Curso de Mestrado em Engenharia Civil CMEC-UFG		
Orientador(a):	Rodrigo Gustavo Delalibera		
CPF:		E-mail:	dellacivil@gmail.com
Co-orientador(a):			
CPF:		E-mail:	

3. Informações de acesso ao documento:

Liberação para disponibilização? total parcial


Assinatura do(a) autor(a)

Data: 26 / 01 / 2016

Ficha catalográfica elaborada automaticamente
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a), sob orientação do Sibi/UFG.

Rocha, Anderson Souza
Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Conectores Metálicos [manuscrito] / Anderson Souza Rocha. - 2015.
181 f.; il.

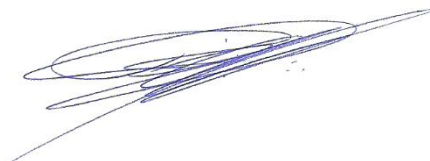
Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil (EEC) . Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Goiânia, 2015.
Bibliografia. Anexos.
Inclui siglas, abreviaturas, símbolos, tabelas, lista de figuras, lista de tabelas.

1. Pilar. 2. Reforço. 3. Chumbadores. 4. Flexo-compressão. 5. Simulação Numérica. I. Delalibera, Rodrigo Gustavo, orient. II. Título.

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO, REFORÇADOS COM CONCRETO
AUTO-ADENSÁVEL E CONECTORES METÁLICOS**

ANDERSON SOUZA ROCHA

**Dissertação defendida e aprovada em 27 de novembro de 2015, pela Banca
Examinadora constituída pelos professores:**



**Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
(ORIENTADOR)**



**Prof. Dr. Wellington Andrade da Silva
(EXAMINADOR INTERNO)**



**Prof. Dr. Dogmar Antônio de Souza Júnior
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**Aos meus pais, Ângela e Divino, à minha irmã Dalila
e à minha noiva Ana Paula**

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela força, luz e bênçãos concedidas nesta existência.

À minha mãe pela credibilidade, incentivo e investimento constante em meu crescimento. Ao meu pai pelos grandes ensinamentos no decorrer desses anos. À minha irmã pelo grande apoio nos momentos difíceis.

À minha noiva Ana Paula, pelo amor, carinho, paciência e compreensão e acima de tudo pelas boas vibrações durante esses anos.

Ao Eng^o Adelson, sócio e amigo, pela paciência e compreensão durante este trabalho.

Ao Prof. Rodrigo Gustavo Delalibera pela paciência, dedicação e grande competência, que foram muito além do desenvolvimento deste trabalho.

Ao Programa de Simulação Numérica da empresa Eletrobrás Furnas, em nome do Eng^o Flávio Mamede, pela amizade e enorme colaboração na análise numérica das peças estudadas.

Ao Prof. Ronaldo Barros Gomes, pela firmeza nas palavras e credibilidade, em etapa crítica deste trabalho.

Aos amigos e colegas do mestrado, em especial ao Adelson Cândido, Rone Sérgio, Elva Wendolyn, Marcello Alencar, Thiago Ferreira, Jeovan Virgens, Diego Borja, Marília Golçalves, Ronivon Soares, pela amizade e colaboração nos ensaios das peças estudadas.

Aos professores e funcionários dos laboratórios de estruturas e materiais do CMEC/UFG, pelo apoio nas experimentações e importantes contribuições desta dissertação.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES pelo apoio financeiro em forma de bolsa de mestrado ao primeiro autor.

À Concreto Redimix do Brasil S.A. pelo fornecimento dos materiais para moldagem do concreto utilizado.

Ao Sr. Divino Pedro Rocha pelo transporte dos materiais para caracterização.

Ao Laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda pela caracterização dos materiais, o estudo de dosagem do concreto e disponibilização do equipamento e mão-de-obra para operação da hidrodemolidora.

À PUC-GO pelos ensaios de tração das barras de aço.

RESUMO

A pesquisa proposta se baseia no estudo do reforço de pilares em concreto armado, com emprego de chumbadores e preenchimento com concreto auto adensável, por encamisamento. Além dos estudos experimentais, foi feita uma simulação numérica, utilizando um programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos, levou-se em consideração as cargas de ruptura, deslocamentos e deformações o que possibilita um estudo criterioso dos pilares reforçados. A etapa experimental deste trabalho foi embasada no ensaio de cinco pilares de concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta, com intuito de avaliar a interface de ligação entre o concreto do substrato e concreto do reforço e confirmar a eficiência desta técnica usualmente utilizada para reforço. Dois pilares foram usados como referência, sendo um com as dimensões originais do pilar (Pilar de Referência, seção transversal: 120 x 250 mm) e o outro monolítico concretado com a seção de uma peça reforçada (Pilar Monolítico, seção transversal: 155 x 250 mm). Os demais receberam uma camada de 35 mm de espessura de concreto auto-adensável na face comprimida. O preparo da interface entre os dois materiais, proceder-se-á com a escarificação e realização de furos ao longo desta superfície, onde foram inseridos chumbadores responsáveis pela ligação do concreto do reforço com o substrato. Pode-se concluir em trabalhos desenvolvidos que não só a quantidade, mas principalmente, a localização dos conectores utilizados na ligação entre os dois materiais, são imprescindíveis para um bom resultado de resistência e modo de ruptura. Apesar dos chumbadores não apresentarem ruptura, houve o deslocamento da camada do reforço. Os resultados obtidos confirmam a possibilidade da utilização deste método de reforço na reabilitação estrutural de pilares, pois apresentou um aumento da capacidade portante em aproximadamente quatro vezes em relação ao pilar de referência. Os resultados da simulação numérica foram muito satisfatórios, pois o comportamento dos pilares, em relação a carga de ruptura, deslocamentos e deformações, aproximaram dos resultados experimentais, com pequenas diferenças.

Palavras chave: Pilar, Reforço, Chumbadores, Flexo-compressão reta, Simulação Numérica

ROCHA, A. S. **Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores metálicos.** 2015, 181p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – UFG, Goiânia, 2015.

ABSTRACT

The proposed research is based on the study of reinforcement columns in reinforced concrete, with the use of anchor bolts and fill with self-compacting concrete, by jacketing. In addition to the experimental studies, numerical simulation was performed using a computer program based on the finite element method, took into account the breaking loads, displacements and deformations which allows a careful study of reinforced columns. The experimental part of this work was based on the test five columns of reinforced concrete, submitted to straight flexion-compression, in order to assess the bond interface between the concrete substrate and reinforcement of concrete and confirm the efficiency of this technique commonly used for reinforcement. Two columns were used as reference, one with the original abutment dimensions (Reference Column, cross section: 120 x 250 mm) and the other monolithic concreted with the section of enhanced piece (Monolithic Column, cross section: 155 x 250 mm). The others received a layer of 35 mm thick concrete in the compressed self-compacting face. The preparation of the interface between the two materials, it will be carried with the scarification boreholes along this surface, which anchors were inserted responsible for reinforcement of concrete bond with the substrate. It can be concluded on the work developed that not only the quantity but especially the location of the connectors used for the connection between the two materials, are essential for a good result of resistance and failure mode. Despite the studs do not present break, there was the peeling of the reinforcement layer. The results obtained indicate the possibility of using this method in the structural reinforcement columns rehabilitation, as it showed an increase in bearing capacity of about four times compared to the column of reference. The results of numerical simulation were very satisfactory, because the behavior of the columns in relation to tensile strength, displacements and deformations, approached the experimental results, with minor differences.

Keywords: Column, Reinforcement, Anchors bolts, Straight flexion-compression, Numerical Simulation

ROCHA, A. S. **Experimental analysis of reinforced concrete columns subjected to flexion-compression, reinforced with self-compacting concrete and metal connectors.** 2015, 181p. Dissertation (Masters in Structural Engineering) - UFG, Goiânia, 2015.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	24
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	24
1.2. JUSTIFICATIVA	25
1.3. OBJETIVO	25
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	26
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1. PILARES DE CONCRETO ARMADO	27
2.1.1. Considerações gerais.....	27
2.1.2. Situação básica de projeto de um pilar de extremidade.....	29
2.2. REABILITAÇÃO ESTRUTURAL.....	29
2.3. REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO.....	32
2.3.1. Reforço pelo aumento da seção transversal.....	32
2.3.2. Reforço com elementos metálicos.....	35
2.3.3. Reforço com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF).....	36
2.3.4. Alívio de carga com protensão externa.....	37
2.4. SUPERFÍCIE DE LIGAÇÃO	38
2.4.1. Transferência de carga pela superfície substrato x reforço.....	39
2.4.2. Transferência de carga pela armadura transversal à interface.....	41
2.5. PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE PILARES.....	42
2.5.1. Omar (2006).....	42
2.5.2. Sahb (2008).....	44
2.5.3. Ferreira (2014).....	49
2.5.4. Virgens (2015).....	53
CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	60
3.1. CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS	60

3.1.1.	Considerações iniciais	60
3.1.2.	Características geométricas dos pilares ensaiados	60
3.1.3.	Armação do substrato (pilar de referência)	63
3.1.4.	Armação do reforço e posição dos chumbadores.....	63
3.2.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	66
3.2.1.	Forma	67
3.2.2.	Armadura.....	70
3.2.3.	Concreto	72
3.2.4.	Chumbadores (conectores)	78
3.2.5.	Concretagem do reforço	83
3.2.6.	Instrumentação	85
3.2.7.	Ensaio dos pilares	90
	CAPÍTULO 4 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	92
4.1.	INTRODUÇÃO.....	92
4.2.	ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA MODELAGEM	93
4.3.	PROPRIEDADE DOS MATERIAIS	94
4.4.	CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	96
4.5.	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	97
	CAPÍTULO 5– APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	99
5.1.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	99
5.1.1.	Deslocamentos horizontais e verticais	99
5.1.2.	Deformações nas armaduras	102
5.1.3.	Deformações no concreto.....	107
5.1.4.	Fissuração do concreto na região tracionada	110
5.1.5.	Análise resultados experimentais	110
5.2.	RESULTADOS NUMÉRICOS	119
5.2.1.	Considerações iniciais	119

5.2.2. Discretização, condições de contorno e solicitações	120
5.2.3. Resultados obtidos	120
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES.....	131
6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	131
6.2. CAPACIDADE PORTANTE	131
6.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	132
6.4. MODOS DE RUPTURA.....	133
6.5. MATERIAIS UTILIZADOS.....	133
6.6. DEFORMAÇÕES.....	133
6.7. SUGESTÕES PARA OS PRÓXIMOS TRABALHOS	134
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135
ANEXO A – SCRIPT ANSYS <i>Pref</i>	140
ANEXO B – SCRIPT ANSYS <i>Pmon</i>	148
ANEXO C – SCRIPT ANSYS <i>P1</i>	155
ANEXO D – SCRIPT ANSYS <i>P2</i>	164
ANEXO E – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DO CONCRETO AUTO ADENSÁVEL.....	173

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arranjo de pilares de edificações (FERREIRA, 2014).....	28
Figura 2 – Planta de forma e situação de projeto de pilar de extremidade	29
Figura 3 - Reforço por encamisamento (SOUZA & RIPPER, 1998).....	33
Figura 4 - Configurações de reforço (TAKEUTI, 1999)	34
Figura 5 - Reforço com concreto projetado (TAKEUTI, 1999).....	34
Figura 6 - Reforço de pilar com perfis e chapas metálicas (SOUZA & RIPPER, 1998)	35
Figura 7 - Reforço com chapas coladas e aparafusadas (RIGAZZO, 2003).....	36
Figura 8 - Redistribuição de esforços pela aplicação de protensão exterior (TAKEUTI, 1999)	38
Figura 9 - Deformações em peça composta por materiais com módulos de elasticidade diferentes	39
Figura 10 - Transferência por atrito (RISSO, 2008).....	40
Figura 11 - Transferência por ação mecânica (RISSO, 2008)	41
Figura 12 - Efeito de pino (RISSO, 2008)	41
Figura 13 – Seção transversal dos modelos estudados por Omar (2006)	43
Figura 14 – Chumbadores de expansão tipo AF (SAHB, 2008).....	45
Figura 15 – Detalhe da posição da instalação dos chumbadores (SAHB, 2008)	45
Figura 16 – Planta com disposição de chumbadores dos pilares (SAHB, 2008)	47
Figura 17 – Seção transversal dos pilares (mm).....	49
Figura 18 – a) parafuso completo, b) parafuso cônico, c) jaqueta, d) porca, e) arruela	50
Figura 19 – Aspecto visual de um pilar não reforçado e do posicionado dos conectores em um pilar reforçado.....	51
Figura 20 - Detalhe do chumbador tipo AF 5/16” x 80 mm (VIRGENS, 2015)	54
Figura 21 - Detalhe do chumbador modelo PBA 5/16” x 3.1” C/P (VIRGENS, 2015).....	54
Figura 22 - Detalhamento da chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento (VIRGENS, 2015)	54
Figura 23 – Posicionamento dos chumbadores dos pilares PAF-150-18 e PAF-150-26 (VIRGENS, 2015)	56
Figura 24 – Posicionamento dos chumbadores/ chapas metálicas dos pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch (VIRGENS, 2015).....	56

Figura 25 – Posicionamento dos chumbadores dos pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34 (VIRGENS, 2015)	57
Figura 26 – Posicionamento dos chumbadores do pilar PPBA-150-34-SP (VIRGENS, 2015)	57
Figura 27 – Forma do pilar de referência (Pref)	61
Figura 28 – Forma do pilar monolítico (Pmon).....	62
Figura 29 – Forma dos pilares reforçados (P1, P2 e P3).....	62
Figura 30 – Armação do substrato (SAHB 2008)	63
Figura 31 – Conectores e armação do pilar reforçado P1	64
Figura 32 - Conectores e armação do pilar reforçado P2.....	65
Figura 33 – Conectores e armação do pilar reforçado P3	66
Figura 34 – Detalhamento da forma dos pilares (FERREIRA, 2014)	67
Figura 35 – Espaçador e grampos de travamento (FERREIRA, 2014)	68
Figura 36 – Marcação da posição dos estribos (FERREIRA, 2014)	68
Figura 37 – Corte e preparo da forma para montagem	69
Figura 38 – Montagem da forma no pilar a ser reforçado e modelos prontos para concretagem	69
Figura 39 – Armadura dos pilares montada (substrato) (FERREIRA, 2014)	70
Figura 40 – Detalhe da armadura transversal do reforço e amarração junto ao conector intermediário.....	71
Figura 41 – Detalhe da amarração junto ao conector de extremidade.....	71
Figura 42 – Detalhe do arame e armadura de pele montada	71
Figura 43 – Coleta de materiais no estoque da concreteira.....	73
Figura 44 – Ensaio da caixa L	75
Figura 45 – Ensaio do Cone de Abrans.....	75
Figura 46 – Ensaio do Funil V.....	75
Figura 47 – Curvas resistência x tempo do concreto do substrato de todos os pilares	77
Figura 48 – Curva resistências x tempo do concreto do reforço dos pilares P1 e P2	77
Figura 49 - Curva resistências x tempo do concreto do reforço do pilar P3	78
Figura 50 – Detalhe do parafuso chumbador modelo PBA 5/16” x 3 ¼” – C/P (VIRGENS, 2015)	79
Figura 51 – Marcação dos estribos e detalhe do gabarito	80
Figura 52 - Marcação da posição dos chumbadores	80
Figura 53 – Detalhe da furadeira utilizada e execução dos furos.....	81

Figura 54 – Escarificação da superfície à ser reforçada (substrato)	81
Figura 55 – Superfície escarificada e superfície sem escarificação.....	82
Figura 56 – Ferramentas utilizadas para fixação dos chumbadores	82
Figura 57 – Procedimentos para fixação dos chumbadores	83
Figura 58 - Processo de fabricação do concreto	84
Figura 59 – Espalhamento do concreto e acabamento inicial	85
Figura 60 – Moldagem dos corpos de prova e acabamento final do concreto	85
Figura 61 – Posição dos extensômetros no aço e concreto	87
Figura 62 – Colagem de extensômetros na armadura	87
Figura 63 – Colagem de extensômetros no concreto	88
Figura 64 – Posição dos relógios comparadores	89
Figura 65 – Posicionamento do relógio	89
Figura 66 – Detalhamento do esquema de ensaio (VIRGENS, 2015).....	91
Figura 67 – Elementos finitos utilizados na modelagem (Fonte: Manual de utilização do ANSYS ®).....	94
Figura 68 – Superfície de ruptura no espaço das tensões principais (aprox. biaxial)	95
Figura 69 – Restrições de apoio e carregamento	97
Figura 70 – Esquema de elementos (pilares reforçados)	98
Figura 71 – Armadura discretizada (pilar reforçado P1)	98
Figura 72 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar de Referência	100
Figura 73 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar Monolítico	100
Figura 74 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar P6-150-34-AP75-CP (P3)	101
Figura 75 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar P6-150-34-AP75-SP (P2).....	101
Figura 76 – Diagrama carga x deslocamento do pilar P6-150-34-AP150-SP (P1).....	102
Figura 77 - Diagrama carga x deformação armadura longitudinal Pilar de Referência Pref .	103
Figura 78 - Diagrama carga x deformação armadura longitudinal Pilar Monolítico Pmon...	103
Figura 79 - Diagrama carga x deformação armadura long. Pilar P6-150-34-AP75-CP (P3).	104
Figura 80 - Diagrama carga x deformação armadura long. Pilar P6-150-34-AP75-SP (P2) .	104
Figura 81 - Diagrama carga x deformação armadura long. Pilar P6-150-34-AP150-SP (P1)	105
Figura 82 - Diagrama carga x deformação armadura do reforço Pilar P6-150-34-AP75-CP(P3)	106
.....	
Figura 83 - Diagrama carga x deformação armadura do reforço Pilar P6-150-34-AP75-SP(P2)	106
.....	

Figura 84 - Diagrama carga x deformação armadura do ref. Pilar P6-150-34-AP150-SP (P1)	107
.....	
Figura 85 – Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar de Referência_Pref.....	108
Figura 86 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar Monolítico (Pmon)	108
Figura 87 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar P6-150-34-AP75-CP (P3) .	109
Figura 88 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar P6-150-34-AP75-SP (P2) .	109
Figura 89 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar P6-150-34-AP150-SP (P1)	110
Figura 90 – Região de ruptura do pilar de referência Pref (VIRGENS, 2015)	113
Figura 91 – Região de ruptura do pilar monolítico Pmon (VIRGENS, 2015)	113
Figura 92 - Região de ruptura do pilar reforçado P3	114
Figura 93 - Região de ruptura do pilar reforçado P2	114
Figura 94 – Região de ruptura do pilar reforçado P1.....	115
Figura 95 - Diagrama carga x deslocamento, comparação R3	116
Figura 96 – Diagrama carga x deformação armadura mais tracionada, comparação seção T	117
Figura 97 – Diagrama carga x deformação na seção mais comprimida, comparação seção C	118
.....	
Figura 98 – Diagrama carga x deformação na armadura do reforço, comparação seção C...	119
Figura 99 – Tensão principal de compressão direção y, pilar de referência (Pref)	121
Figura 100 - Tensão principal de compressão direção y, pilar monolítico (Pmon).....	122
Figura 101 - Tensão principal de compressão direção y, pilar reforçado (P2)	122
Figura 102 - Tensão principal de compressão direção y, pilar reforçado (P1)	123
Figura 103 – Fluxo das tensões principais de compressão, pilar de referência (Pref)	123
Figura 104 - Fluxo das tensões principais de compressão, pilar monolítico (Pref).....	124
Figura 105 - Fluxo das tensões principais de compressão, pilar reforçado (P2).....	124
Figura 106 - Fluxo das tensões principais de compressão, pilar reforçado (P1).....	125
Figura 107 – Tensões nas barras de aço, pilar de referência (Pref)	125
Figura 108 - Tensões nas barras de aço, pilar monolítico (Pmon)	126
Figura 109 - Tensões nas barras de aço, pilar reforçado (P2)	126
Figura 110 - Tensões nas barras de aço, pilar reforçado (P1)	127
Figura 111 – Diagrama carga x deslocamento, pilar de referência , comparativo numérico x experimental R3	127
Figura 112 - Diagrama carga x deslocamento, pilar monolítico , comparativo numérico x experimental R3	128

Figura 113 - Diagrama carga x deslocamento, pilar reforçado P2 , comparativo numérico x experimental R3	128
Figura 114 - Diagrama carga x deslocamento, pilar reforçado P1 , comparativo numérico x experimental R3	129

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Causas dos problemas patológicos em estruturas de concreto	30
Tabela 2 – Dados e comportamento dos pilares de Omar (2006)	43
Tabela 3 – Nomenclatura e principais descrições dos pilares de Sahb (2008)	46
Tabela 4 – Comportamento dos pilares de Sahb (2008)	48
Tabela 5 – Cargas de modos de ruptura dos pilares ensaiados	52
Tabela 6 – Tabela com principais características dos pilares ensaiados por Virgens (2015)	55
Tabela 7 – Cargas e modos de ruptura dos pilares de Virgens (2015)	58
Tabela 8 – Principais características dos pilares ensaiados	61
Tabela 9 – Propriedades mecânicas das amostras de aço	70
Tabela 10 – Resultados do ensaio de determinação da habilidade passante – Método da Caixa L	76
Tabela 11 – Resultados do ensaio de espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrans	76
Tabela 12 – Resultados do ensaio de determinação da viscosidade – Método do funil V	76
Tabela 13 – Resultados estimados de resistência à compressão do concreto no dia do ensaio	78
Tabela 14 – Propriedades mecânicas e geométricas dos parafusos chumbadores da Âncora Sistemas de Fixação	79
Tabela 15 – Tabela comparativa de todos os pilares e modos de ruptura	112
Tabela 16 – Tabela comparativa forças últimas, Experimental x Numérico	129
Tabela 17 – Tabela comparativa deslocamentos, Experimental x Numérico	130

LISTA DE SÍMBOLOS

<i>Ach</i>	Área de chumbadores
<i>Aint</i>	Área da interface entre substrato e reforço
<i>As</i>	Área total da armadura longitudinal
<i>As,mín</i>	Área mínima de armadura longitudinal
<i>As,máx</i>	Área máxima de armadura longitudinal
<i>b</i>	Menor dimensão do pilar
$d_{máx}^{agreg}$	Diâmetro máximo do agregado
<i>DL</i>	Deslocamento limite (ABNT NBR 6118:2014) em “mm”
<i>Dp</i>	Deslocamento horizontal do pilar em “mm”
<i>ea</i>	Excentricidade acidental
<i>ecc</i>	Excentricidade adicional – devido ao fenômeno de fluência
<i>eens</i>	Excentricidade de aplicação do carregamento na estrutura indeformada
<i>einc</i>	Excentricidade inicial – antes do reforço
<i>emin</i>	Espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais
<i>emáx</i>	Espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais ou do centro de feixes de barras
<i>e1</i>	Excentricidade inicial (de 1ª ordem) – não inclui a excentricidade acidental
<i>e2</i>	Excentricidade de segunda ordem
<i>Ec</i>	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_c^{sub}	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do substrato
E_c^{ref}	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto do reforço
<i>Eref</i>	Espessura da camada de reforço com CAA
<i>Es</i>	Módulo de elasticidade do aço
<i>fc</i>	Resistência média à compressão do concreto
<i>fcd</i>	Resistência de cálculo do concreto à compressão
<i>fct</i>	Resistência média à tração do concreto por compressão diametral
f_c^{sub}	Resistência do concreto do substrato

f_c^{sub}	Resistência do concreto do reforço
f_y	Tensão de início de escoamento da armadura
f_{yd}	Resistência de cálculo de início de escoamento do aço
f_{yk}	Resistência à tração característica do aço
GPa	Giga Pascal
h	altura da seção transversal do pilar na direção considerada
h_1	Altura que o concreto permanece no início da caixa L
h_2	Altura que o concreto atinge na extremidade da caixa L
i	Raio de giração do pilar
I	Momento de inércia
kN	quilo newton
l	Distância entre os eixos dos elementos estruturais que o pilar está vinculado
l_e	Comprimento equivalente de flambagem do pilar
l_0	Distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar
MA	Maior momento de 1ª ordem em valor absoluto ao longo do pilar biapoiado
MB	Menor momento de 1ª ordem em valor absoluto ao longo do pilar biapoiado
MC	Momento de 1ª ordem no meio de um pilar em balanço
Meng	Momento de engastamento perfeito do vão extremo da viga
Mx	Momento na direção x
My	Momento na direção y
Mvig	Momento na viga
Msup	Momento no engaste superior de um pilar bi-rotulado
Minf	Momento no engaste inferior de um pilar bi-rotulado
M1d,min	Momento total de 1ª ordem de cálculo mínimo que possibilita o atendimento da verificação das imperfeições localizadas de um lance de pilar
P	Carga aplicada
PDL	Carga experimental atuante no pilar quando este atinge o deslocamento limite (NBR 6118:2003)

<i>Pfiss</i>	Carga em que foi observada visualmente a primeira fissura
<i>Pu</i>	Carga de ruptura do pilar
<i>Pret,rel</i>	Carga de última leitura dos relógios comparadores e de retirada dos mesmos
<i>rinf</i>	Rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga- tramo superior de pilar
<i>rsup</i>	Rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
<i>rvig</i>	Rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
<i>smáx</i>	Espaçamento máximo entre estribos
<i>Tch</i>	Taxa de chumbadores
<i>T20</i> da caixa L	Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 20 cm
<i>T40</i> cm da caixa L	Leitura do tempo em que o concreto atinge a marcação de 40

LETRAS GREGAS

α	Parâmetro de instabilidade
ϵ_c	Deformação específica do concreto
ϵ_s	Deformação específica do aço
$\epsilon_{cmáx}$	Deformação máxima registrada no concreto comprimido
$\epsilon_{smáx}$	Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada ou menos comprimida
ϵ_y	Deformação específica de início de escoamento do aço
ϕ	Diâmetro
ϕ_{feixe}	Diâmetro do feixe de barras
ϕ_l	Diâmetro da barra longitudinal
ϕ_t	Diâmetros de barra transversal
Φ	Curvatura da seção
γ_n	Coefficiente adicional de majoração da carga
λ	Índice de esbeltez do pilar
λ_1	Valor limite para índice de esbeltez (contempla excentricidade acidental do pilar)
μ_a	Coefficiente de atrito interno
μ	Coefficiente de correção da tensão cisalhante teórica
v	Força normal reduzida de cálculo
ρ	Taxa de armadura longitudinal
ρ_w	Taxa geométrica da armadura transversal à ligação

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Face lateral do pilar
C	Face mais comprimida do pilar
CAA	Concreto auto adensável
C.A.M	Carga média de arrancamento
CC	Concreto convencional
CEB	Comite Euro-International du Beton
CP	Corpo-de-prova
CP-V – ARI	Cimento Portland – de Alta Resistência Inicial
C.R.C	Carga de resistência ao cisalhamento
D	Face lateral do pilar
DMC	Dimensão Máxima Característica
DR	Deslocamento do reforço
EA	Escoamento do aço
EC	Esmagamento do concreto
EEC	Escola de Engenharia Civil
E.L.S.	Estado Limite de Serviço
E.L.U.	Estado Limite Último
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
R	Relógio Comparador
T	Face tracionada ou menos comprimida do pilar
UFG	Universidade Federal de Goiás
UnB	Universidade de Brasília

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os pilares são os elementos estruturais de maior importância nas estruturas, tanto em termos de capacidade portante, quanto de segurança em edifícios. Além da transmissão das cargas verticais para os elementos de fundação, os pilares fazem parte do sistema de contraventamento responsável por garantir a estabilidade global da edificação.

Muitos são os problemas estruturais encontrados que podem levar as edificações à ruína. O estudo sobre recuperação, reparo e reforço de uma estrutura vem se tornando cada vez mais necessário na indústria da construção civil. Dentre eles, podem ser citados projetos mal concebidos, erro de dimensionamento, materiais de baixa qualidade, falta de manutenção, avarias causadas por sinistros e a mudança funcional da estrutura, (FERREIRA, 2014).

Existem várias técnicas de reforço de estruturas de concreto armado, uma das mais usadas no Brasil consiste no encamisamento da peça adicionando-se concreto com ou sem armadura às faces do elemento. No caso de pilares reforçados por esta técnica pode haver ruptura brusca por deslocamento do reforço caso a resistência da junta às tensões tangenciais atuantes no contato entre o concreto do substrato e o concreto do reforço não sejam adequadas. Logo, percebe-se a necessidade de estudar a aderência entre estes materiais, e analisar a influência de conectores de cisalhamento posicionados na interface de modo que, se o pilar reabilitado entrar em ruína, esta seja semelhante à de um pilar monolítico, (MARQUES, 2014).

Uma das dificuldades encontradas durante a execução do reforço por meio de aumento da seção transversal pela adição de concreto e armadura, normalmente a técnica mais utilizada, é conseguir remoldar a seção transversal sem que apareçam “vazios” no novo material em função de um adensamento inadequado. Este problema ocorre porque, geralmente, tem-se que aplicar o concreto novo em regiões com dimensões pequenas e de difícil acesso, o que prejudica o seu adensamento. No intuito de facilitar a aplicação do material de reforço e evitar defeitos de execução, torna-se viável a utilização do concreto auto-adensável (CAA) como material de reforço, devido as suas características de alta fluidez sem segregação e sem necessidade de vibração.

Para que um elemento estrutural reforçado por encamisamento tenha um desempenho satisfatório é preciso garantir a transferência de esforços na região da junta. Esta transferência de esforços é semelhante ao que ocorre em peças compostas, podendo ser classificada em: transferência de carga pela interface do concreto, e transferência de carga pela ligação de armaduras, (MARQUES, 2014).

1.2. JUSTIFICATIVA

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

A Universidade Federal de Goiás (UFG), em parceria com a Universidade de Brasília (UnB), vem desenvolvendo linhas de pesquisa sobre reforço estrutural e sobre pilares iniciada por (ADORNO, 2004), seguida por (ARAÚJO, 2004), (OMAR, 2006), (SAHB, 2008), (NASCIMENTO, 2009), (MARQUES, 2014), (FERREIRA, 2014) e (VIRGENS, 2015). Sendo esta dissertação uma continuação do trabalho destes autores.

Apesar dos inúmeros procedimentos, técnicas e materiais existentes, ainda não se conhece muito a respeito do comportamento de pilares reforçados submetidos à flexo-compressão reta. A pesquisa sobre o assunto se torna necessária para que se obtenham dados confiáveis, contribuindo para o aparecimento de novos procedimentos de cálculo e verificação em relação ao estado limite último e de serviço, que possam vir a ser normalizados.

1.3. OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo geral realizar um estudo experimental e numérico do comportamento de pilares submetidos à flexo-compressão reta, reforçados com concreto por encamisamento e chumbadores.

Como objetivo específico, destaca-se a avaliação do desempenho último do reforço por meio do aumento de seção transversal na face comprimida do pilar utilizando-se concreto auto adensável, adicionando-se chumbadores e uma “armadura de pele” em diferentes quantidades. Este desempenho será avaliado em função da verificação do acréscimo de resistência por meio da análise dos resultados de forças de ruína, deformações nas armaduras e no concreto e deslocamentos laterais dos pilares.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

CAPÍTULO 1: *Introdução* - introdução geral do trabalho, justificativas, objetivos e a estrutura do texto;

CAPÍTULO 2: *Revisão Bibliográfica* - neste capítulo é feito um apanhado geral sobre pilares e reabilitação estrutural, principais métodos utilizados no reforço de pilares de concreto, superfície de ligação na interface substrato e reforço e trabalhos desenvolvidos sobre o tema;

CAPÍTULO 3: *Programa Experimental* - características dos pilares, resultados dos ensaios dos materiais utilizados, métodos utilizados e instrumentação e esquema de ensaio dos pilares;

CAPÍTULO 4: *Simulação Numérica* - simulação numérica dos pilares estudados, para comparação com os resultados experimentais;

CAPÍTULO 5: *Apresentação e Análise dos Resultados* - apresentação e análise dos resultados experimentais e numéricos e comparação dos resultados numéricos com experimentais;

CAPÍTULO 6: *Conclusões* – apresentação das conclusões obtidas com a realização da pesquisa;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS: Livros, artigos, dissertações, teses e normas citadas no trabalho;

ANEXOS: Informações importantes de assuntos abordados na dissertação.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. PILARES DE CONCRETO ARMADO

2.1.1. Considerações gerais

De acordo com ABNT NBR 6118:2014, pilar é um elemento estrutural linear, usualmente de eixo reto na vertical, sobre o qual atuam, preponderantemente, as forças normais de compressão. No conjunto estrutural, os pilares destinam-se a transmitir às fundações as ações atuantes nas estruturas. Entende-se por solicitações normais, os esforços que produzem tensões normais nas seções transversais das peças estruturais. As solicitações normais envolvem, portanto, os momentos fletores e as forças normais.

Quando apenas a força normal solicita o pilar, tem-se compressão centrada ou simples. Se atuarem na seção, simultaneamente, força normal e momento fletor, ocorrerá a flexão composta, que pode ser normal ou reta, quando existe momento somente em uma das direções principais da seção, ou oblíqua, quando o momento existe nas duas direções principais da seção.

Geralmente, a maior parte da força é absorvida pelo concreto, servindo as armaduras para auxiliar na resistência e atender a inevitáveis excentricidades do carregamento. As barras longitudinais são colocadas nos cantos e nas faces da seção, onde são mais eficientes para absorver tensões provocadas por excentricidade das forças. As peças comprimidas, quando muito alongadas (esbeltas), estão ainda, sujeitas aos efeitos de segunda ordem, que é a instabilidade decorrente de deslocamento lateral do eixo do elemento.

A armadura longitudinal dos pilares possui sempre uma função resistente e a transversal, quando devidamente espaçada, servirá somente para evitar a flambagem das barras longitudinais mantendo também a distância prevista em projeto durante a execução, para amarração das barras longitudinais. Entretanto, se a armadura transversal apresentar-se pouco espaçada, ela terá função resistente, pois irá impedir a deformação transversal do concreto, confinando o concreto do núcleo do pilar.

Os pilares em uma edificação, como consideração de projeto, podem ser classificados quanto a sua posição na estrutura em intermediários, de extremidade ou de canto, como pode ser visualizado na Figura 1.

Os pilares intermediários são assim denominados por corresponderem a apoios intermediários para as vigas. Os momentos que as vigas transmitem a esses pilares são pequenos e em geral, podem ser desprezados quando há simetria entre vãos. Assim, um pilar intermediário está em uma situação de compressão centrada, a menos, que por razões construtivas, a força de compressão não atue no eixo.

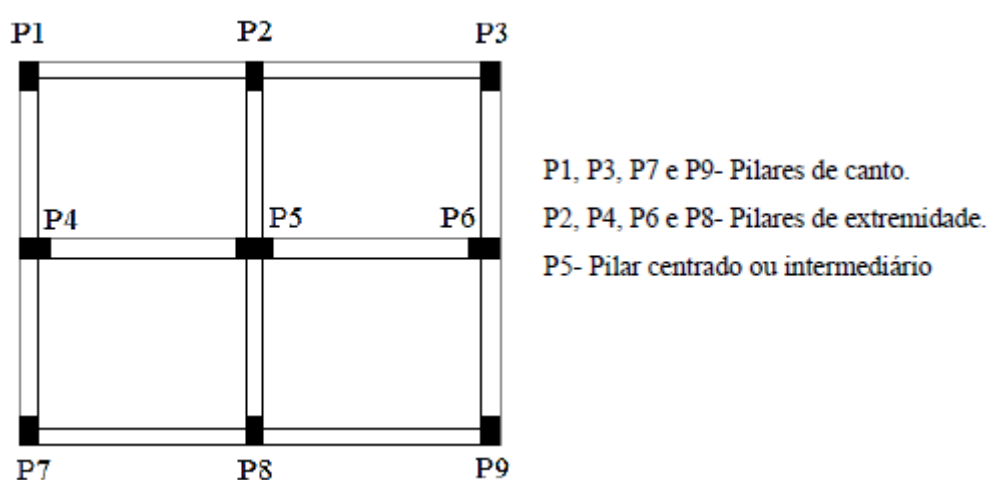


Figura 1 - Arranjo de pilares de edificações (FERREIRA, 2014)

Os pilares de extremidade e de canto correspondem a apoios extremos das vigas. Os momentos transmitidos pelas vigas devem ser considerados e a situação de projeto é a flexo-compressão. Se o pilar for de extremidade, tem-se a flexo-compressão reta; se for de canto, o pilar estará submetido a flexo-compressão oblíqua.

No dimensionamento de pilares, definem-se três tipos de excentricidades: inicial, acidental e excentricidade de segunda ordem. Somando-se as excentricidades inicial e acidental, obtêm-se a chamada excentricidade de primeira ordem. Os efeitos de primeira ordem são provenientes de problemas construtivos, como o desaprumo ou a falta de linearidade vertical dos pilares, imperfeições construtivas, soluções arquitetônicas e/ou estruturais. Já os efeitos de segunda ordem são causados pelas deformações laterais geradas pela aplicação de carregamentos verticais no pilar.

2.1.2. Situação básica de projeto de um pilar de extremidade

O termo “pilar de extremidade” advém do fato do pilar ser extremo para uma viga, aquela que não tem continuidade sobre o pilar, como mostrado na Figura 2. Na situação de projeto ocorre a flexão composta normal (flexo-compressão reta), decorrente da não continuidade da viga. O pilar de extremidade não ocorre necessariamente na borda da edificação, ou seja, pode ocorrer na zona interior de uma edificação, desde que uma viga não apresente continuidade no pilar.



Figura 2 – Planta de forma e situação de projeto de pilar de extremidade

2.2. REABILITAÇÃO ESTRUTURAL

A área de reabilitação estrutural vem apresentando importância cada vez maior na indústria da construção civil. A necessidade do emprego do reforço pode ser aplicada às estruturas, corrigindo problemas patológicos ou aumentando sua capacidade portante. Entretanto, mesmo com o desenvolvimento deste ramo da Engenharia, os profissionais da área ainda contam basicamente com modelos empíricos, não encontrando bibliografia específica para o dimensionamento das peças reabilitadas.

Tabela 1 – Causas dos problemas patológicos em estruturas de concreto

FONTE DE PESQUISA	Concepção e Projeto	Materiais	Execução	Utilização e Outras
Edward Grunau Paulo Helene (1992)	44	18	28	10
D. E. Allen (Canadá) (1979)	55	49		-
C.S.T.C. (Bélgica) Verçoza (1991)	46	15	22	17
C.E.B. Boletim 157 (1982)	50	40		10
Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteadó Verçoza (1991)	18	6	52	24
B.R.E.A.S. Reino Unido (1972)	58	12	35	11
Bureau Securitas (1972)		88		12
E.N.R. U.S.A. (1968 - 1978)	9	6	75	10
S.I.A. Suíça (1979)	46	-	44	10
Dov Kaminetzky (1991)	51	40		16
Jean Blévo França (1974)	35	-	65	-
L.E.M.I.T Venezuela (1965 - 1975)	19	5	57	19
FONTE: SOUZA & RIPPER (1998)				

Para entender melhor alguns conceitos utilizados na área de *Patologia e Terapia de Estruturas* e o tipo de intervenção a que a estrutura pode ser submetida, são apresentadas as seguintes definições:

- **Durabilidade** é a aptidão de uma construção em desempenhar as funções para as quais foi concebida durante um determinado período de tempo, sem que sejam necessários gastos imprevistos para manutenção e reparo;

- **Reparo** é a correção localizada de problemas patológicos;
- **Reforço** é a correção de problemas patológicos com aumento da resistência ou ampliação da capacidade portante da estrutura;
- **Recuperação** é a correção dos problemas patológicos de forma a restituir total ou parcialmente o desempenho original da peça;
- **Reabilitação ou intervenção** abrange as 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 as novas condições de uso.

Para tratar os problemas patológicos de uma estrutura, é necessário conhecer os mecanismos que os provocaram para aplicar uma terapêutica adequada. Sendo assim, deve ser feito um diagnóstico definindo as causas, as conseqüências e as possíveis formas de solucionar o problema (SOUZA & RIPPER, 1998). Portanto, ao se confrontar com danos nas estrutura de concreto, deve-se realizar os seguintes procedimentos, iniciando pela caracterização dos defeitos, quanto ao tipo, extensão, localização e intensidade; conhecimento das causas procurando determinar os agentes agressores, seja pela observação visual, por contatos com o pessoal envolvido, por ensaios tecnológicos ou outros meios; análise do problema tanto do ponto de vista estrutural (estabilidade e segurança) quanto de durabilidade; definição do tipo de reabilitação a ser aplicado, indicando os passos necessários para sua realização e garantindo a estabilidade, segurança e durabilidade desejáveis para a estrutura; realizar uma inspeção final para avaliar os resultados do tratamento aplicado, verificando a qualidade dos serviços (SOUZA & RIPPER, 1998).

Antes de realizar qualquer tipo de intervenção em uma estrutura, é necessário conhecer bem os materiais que a constituem, bem como os que serão utilizados para reabilitar a peça estrutural (REIS, 1998).

O projeto de estruturas de concreto armado, ou protendido, com o conseqüente dimensionamento dos elementos estruturais que as compõem, deve obedecer às prescrições das diversas Normas Técnicas existentes, e o projetista conta, para o auxiliar nesta tarefa, com uma vasta literatura relativa ao assunto. No caso de se querer projetar o reforço de elementos estruturais danificados, entretanto, o mesmo não acontece, pois não só inexistem normas técnicas específicas sobre o assunto, como há vários aspectos ainda bastante obscuros e que não

são abordados sequer nos livros especializados em recuperação e reforço de estruturas (SOUZA & RIPPER, 1998).

2.3. REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

O reforço de pilares, do ponto de vista do projeto estrutural (o qual deve, em qualquer situação, obedecer ao binômio segurança-economia), é sempre mais problemático do que o reforço de vigas e lajes. Isto acontece porque, sendo o pilar o último elemento de sustentação da estrutura antes das fundações, tem que absorver cargas oriundas de diversos pavimentos, diferentemente das vigas (com exceção das vigas de transição), que absorvem apenas os carregamentos do pavimento em que se situam (SOUZA & RIPPER, 1998).

Assim sendo, no caso das vigas o descarregamento é relativamente simples de ser executado, total ou parcialmente, sendo portanto fácil forçar a entrada em carga do reforço, para os pilares, e especialmente para os que estão localizados nos pavimentos inferiores de edifícios altos, descarregar é inviável economicamente, pois para se aliviar o pilar das cargas oriundas de vários pavimentos seria necessário que se construísse uma estrutura auxiliar provisória capaz absorver estas cargas e transmitidas adequadamente para o elemento estrutural permanente de sustentação que se encontra imediatamente abaixo do pilares que se está realizando o trabalho. Isto equivale a dizer que o dimensionamento do reforço nos pilares deve ser feito sem que se considere a descarga (SOUZA & RIPPER, 1998).

Várias são as técnicas existentes de reforço para estruturas de concreto armado. Para os pilares, as técnicas usuais são: reforço pelo aumento da seção transversal com concreto (encamisamento), reforço com elementos metálicos e reforço mediante emprego de fibra de carbono.

2.3.1. Reforço pelo aumento da seção transversal

A técnica de reforço pelo aumento da seção transversal, ou encamisamento com concreto é muito empregada para o caso de pilares devido às suas vantagens econômicas (baixo custo dos materiais) e facilidade na execução. Todavia, possui algumas desvantagens, como por exemplo, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais previstas no

projeto, o tempo de espera necessário para que o reforço atinja a idade e a resistência convenientes, o que pode retardar a liberação de ações na parte estrutural reforçada e a preocupação com a zona de interface entre materiais com diferentes propriedades. O concreto auto adensável é uma boa solução para ser utilizada nesta técnica, pois corresponde a um tipo de concreto que pode ser moldado em fôrmas, preenchendo cada espaço vazio, mesmo na presença de grande concentração de armaduras, sem a necessidade de qualquer tipo de vibração, mantendo sempre sua homogeneidade. O preenchimento das fôrmas deve ser exclusivamente por meio do seu peso próprio.

O projeto do reforço consiste, neste caso, em se calcular um novo pilar cintado, que seja capaz de absorver a carga que se quer introduzir no elemento estrutural somada ao carregamento existente, ou seja, transformando-se o pilar existente em um pilar cintado. Torna-se necessário a utilização de um coeficiente de majoração das cargas superior ao usual. É importante notar que o pilar original é normalmente de seção quadrada ou retangular, que deve ser transformado em um pilar de seção circular para, com isso, o cintamento ser o mais eficiente possível (SOUZA & RIPPER, 1998). A Figura 3 exemplifica a grande economia de material que se obtém ao se cintar o pilar.

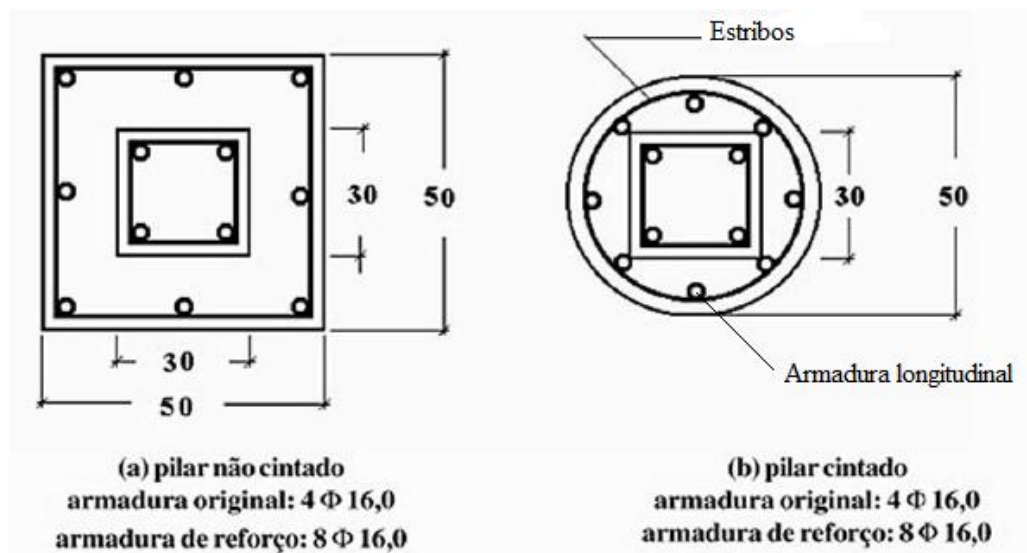


Figura 3 - Reforço por encamisamento (SOUZA & RIPPER, 1998)

Segundo (TAKEUTI, 1999) o acréscimo da seção não precisa, necessariamente, ser executado em todo o contorno do pilar, podendo ser feito apenas em algumas faces.

Dependendo da posição do pilar, das condições de acesso e da carga à ser suportada, pode-se utilizar umas das seguintes distribuições de reforço, indicadas na Figura 4.

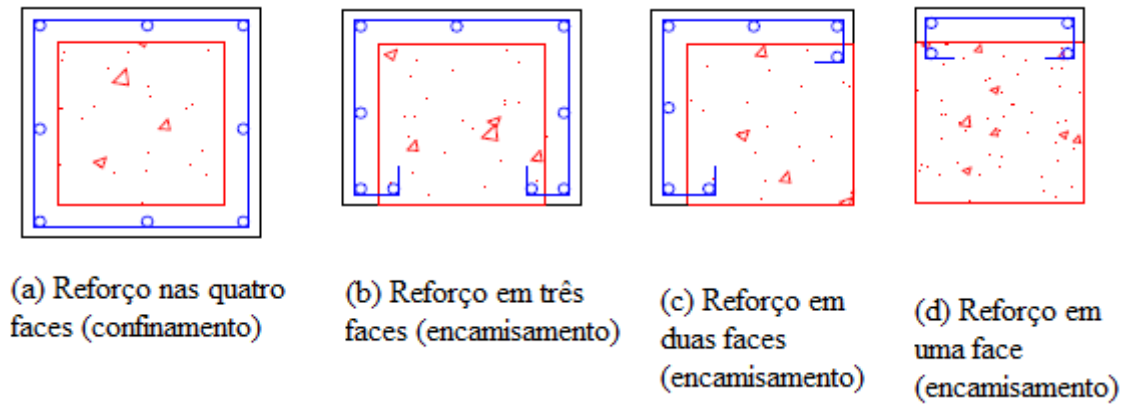


Figura 4 - Configurações de reforço (TAKEUTI, 1999)

A espessura da camada de concreto acrescentada, irá depender do tipo de concreto que será empregado, do diâmetro máximo dos agregados e consequentemente do carregamento aplicado. Dentre as técnicas utilizadas para reforçar pilares, por meio do aumento da seção transversal, pode-se ainda utilizar o concreto projetado, conforme ilustrado na Figura 5.

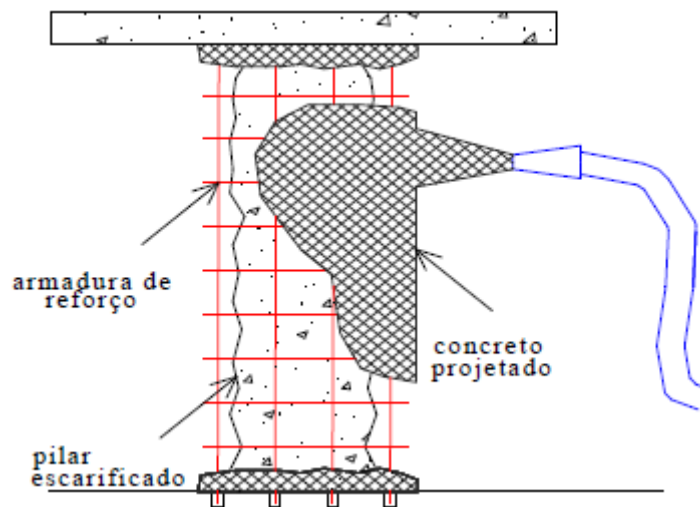


Figura 5 - Reforço com concreto projetado (TAKEUTI, 1999)

2.3.2. Reforço com elementos metálicos

O método do reforço com o uso de perfis metálicos é comumente empregado em situações de emergência, pois o tempo de execução é relativamente pequeno e a peça reabilitada poderá ser novamente utilizada em um menor tempo. Não apresenta em geral, grandes alterações na geometria das peças, sendo colocados mediante chumbamento com buchas expansivas e preenchimento com resinas injetáveis. A preparação da superfície é importante devendo ser dada especial atenção à perfeita união do reforço com o elemento estrutural em questão. No caso da presença de fissuras, deve-se providenciar o reparo, antes da execução do reforço.

O reforço realizado pela adição de perfis metálicos deve ter sido, em termos históricos, o primogênito dos sistemas de reforço. Entenda-se aqui a utilização de sistema de encamisamento, em recurso a resinas, mas simplesmente pela transferência integral da capacidade resistente do concreto para o aço, o que muitas vezes implicou a geração de enganos sérios, porque não se contou com a redistribuição de esforços dos elementos reforçados para os demais que lhes são adjacentes, acabando-se mesmo por danificar peças originalmente sãs (SOUZA & RIPPER, 1998).

Em nível de dimensionamento é fundamental o emprego de chapas metálicas a funcionar como estribos (cintas), devidamente soldadas aos perfis metálicos Figura 6, por forma a garantir o confinamento do núcleo de concreto e, conseqüentemente, o aumento da capacidade de carga do pilar, aumento que deve ser considerado, pelo menos em parte, com a pretendida segurança adicional (SOUZA & RIPPER, 1998).

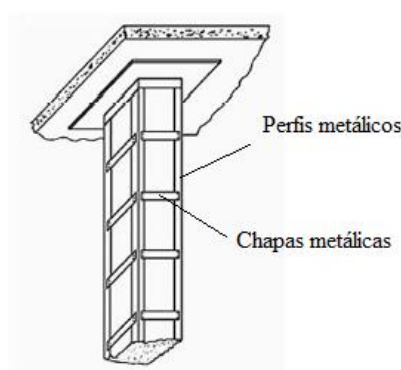


Figura 6 - Reforço de pilar com perfis e chapas metálicas (SOUZA & RIPPER, 1998)

Para reforço de pilares com a fixação de chapas metálicas o aumento da capacidade portante e da ductilidade se dá pelo confinamento do concreto, produzido pelas mesmas. Apesar da técnica ser simples em termos de concepção, é necessário um rigoroso controle na execução do reforço. Os cuidados incluem a preparação da superfície do concreto e da superfície do elemento metálico que entra em contato com a resina, além de pintura anticorrosiva das demais superfícies metálicas (RIGAZZO, 2003).

Devido a problemas de descolamento das chapas de aço em caso de temperaturas elevadas, como em situações de incêndio, é comum que as chapas, além de coladas, sejam também aparafusadas ao concreto (RIGAZZO, 2003).

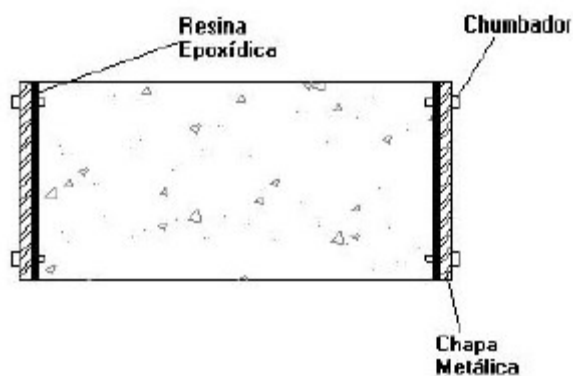


Figura 7 - Reforço com chapas coladas e aparafusadas (RIGAZZO, 2003)

Como vantagem da técnica de colagem de chapas metálicas, podem ser mencionadas: a rápida 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 (OMAR, 2006).

2.3.3. Reforço com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF)

O termo compósito refere-se à combinação de dois ou mais materiais diferentes que possuem uma interface visível. No caso de sistemas PRF, os compósitos são formados pela combinação de matrizes poliméricas com fibras. A matriz tem as funções de dar suporte e proteger as fibras. Além disso, a matriz transfere a carga aplicada às fibras através de tensões

de cisalhamento. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez do sistema (ACI 440R: 2008).

Os PRF têm apresentado um crescente aumento de utilização na Construção Civil. Em muitos países o reforço em relação a cargas sísmicas é de grande importância sendo o PRF úteis também nestes casos (TAKEUTI, 1999).

O uso do PRF é bastante difundido no Japão, onde é utilizado para melhorar o desempenho dos pilares de pontes e viadutos, por meio do aumento da ductilidade decorrente do efeito de confinamento e à sua perfeita moldagem à superfície lateral dos pilares. Este tipo de material é normalizado no Japão (TAKEUTI, 1999).

Os PRFs podem ser utilizados para aumentar a capacidade resistente à flexão e ao esforço cortante de vigas e lajes. O sistema também vem sendo utilizado para melhorar o desempenho de pilares, principalmente de pontes e viadutos, sendo que os ensaios disponíveis apontam para um notável aumento da ductilidade e resistência dos elementos confinados com sistemas PRF (RIGAZZO, 2003).

2.3.4. Alívio de carga com protensão externa

Introduzir uma força exterior que seja capaz de compensar a existência de indesejáveis acréscimos de tensões interiores, ou que seja capaz de contribuir para um incremento na capacidade resistente de um determinado elemento estrutural será, talvez, em termos de concepção, a maneira mais simples de se proceder à recuperação ou ao reforço de peças de concreto (SOUZA & RIPPER, 1998).

De acordo com Takeuti (1999), trata-se neste caso de uma solução alternativa ao uso de reforço, que consiste basicamente na utilização de cabos ou barras de aço associadas ao recurso da protensão, de modo a proporcionar a redistribuição dos esforços nos pilares, com objetivo de aliviar aqueles que apresentam problemas patológicos, conforme ilustrado na Figura 8.

Esta redistribuição de esforços em peças contínuas, aliviará vãos ou apoios mais críticos, e transmitirá a outros, adjacentes àqueles e em termos de capacidade resistente, com este acréscimo pode levar estas peças no seu limite. As hipóteses executivas são várias, devendo ser analisadas caso a caso (SOUZA & RIPPER, 1998).

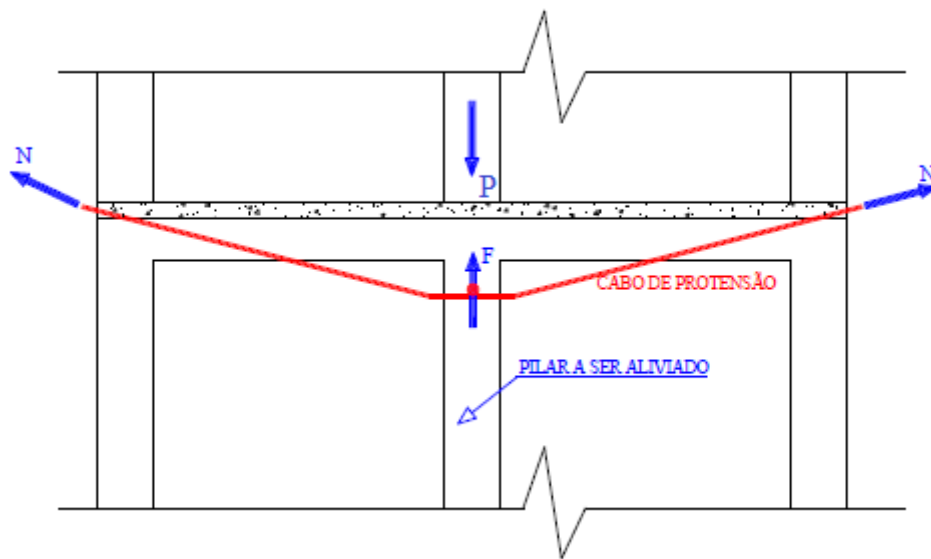


Figura 8 - Redistribuição de esforços pela aplicação de protensão exterior (TAKEUTI, 1999)

2.4. SUPERFÍCIE DE LIGAÇÃO

O principal objetivo no caso de reforço de estruturas, por meio de encamisamento é garantir a transferência do carregamento absorvido pela seção original, para a seção reforçada, obtendo uma solidarização entre os concretos de diferentes idades, ou seja, comportamento monolítico entre os mesmos.

Um outro grande desafio é que o concreto do reforço (menor idade) apresente características semelhantes às do concreto do substrato (maior idade), principalmente em termos de resistência à compressão e módulo de elasticidade, conforme indicado na Figura 9. Este aspecto deve ser analisado quando se tem a necessidade da solidarização perfeita, ou seja, que a seção do reforço trabalhe monoliticamente com a seção do substrato. Dependendo do caso, a contribuição da capacidade portante do substrato pode ser totalmente, ou parcialmente desprezada, não excluindo a necessidade de estudar este fenômeno.

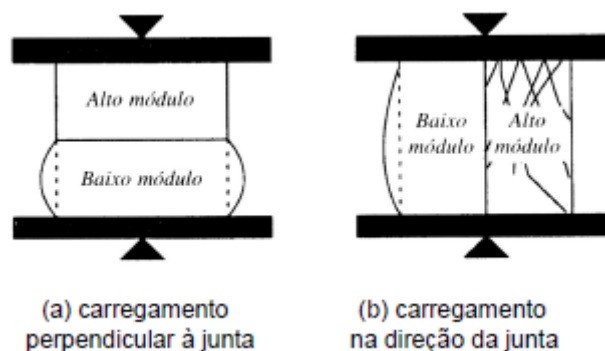


Figura 9 - Deformações em peça composta por materiais com módulos de elasticidade diferentes

Carasek *apud* Ferreira (2014) em seus estudos expõe que o mecanismo de aderência entre as superfícies das argamassas e dos substratos porosos desenvolve-se em duas etapas distintas. A primeira é a adesão inicial que ocorre no estado fresco no momento em que a argamassa no estado plástico entra em contato com o substrato poroso. A segunda, que se processa ao longo do intervalo de tempo em que se desenvolvem as reações de hidratação das partículas dos aglomerantes, ou seja, com o endurecimento da argamassa, é definida como aderência propriamente dita.

Para que a redistribuição dos esforços se realize, é preciso que a intervenção seja eficiente de modo a promover a transferência dos mesmos. A transferência de esforços entre os materiais novos e velhos se realiza, basicamente, através da aderência da interface do substrato com o material de reparação e através das ligações de novas armaduras (REIS, 1998).

2.4.1. Transferência de carga pela superfície substrato x reforço

Segundo Reis (1998) os pré-requisitos básicos para se obter uma ligação satisfatória entre os dois materiais são o tratamento da superfície de ligação e a forma de aplicação do material de reparo. A superfície de contato deve ser rugosa, isenta de poeira, graxa ou óleo e, dependendo do caso, deve ser saturada por um período de tempo significativo ou receber uma camada prévia de agentes adesivos. A aplicação do novo material deve ser de tal modo que imprima algum tipo de compactação e garanta continuidade. Os procedimentos de cura também devem ser cuidadosos. O mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento

pela superfície de contato é semelhante à transferência de esforços das barras de aço para o concreto por aderência e pode ser dividido em três parcelas: adesão, atrito e ação mecânica.

Imediatamente após o rompimento da adesão, para deslizamento ainda pequeno, aparece uma resistência por atrito entre as superfícies em contato, desde que existam tensões transversais à interface. Essas tensões podem decorrer da aplicação de forças externas (Figura 10) ou pela reação da armadura normal à superfície quando é solicitada à tração. Essa parcela de resistência possui um importante papel na transferência dos esforços de cisalhamento após ocorrer o deslizamento entre as partes em contato, sendo diretamente influenciada pela rugosidade da superfície. Assim, a rugosidade da interface de contato é fator preponderante na resistência por atrito (RISSO, 2008).

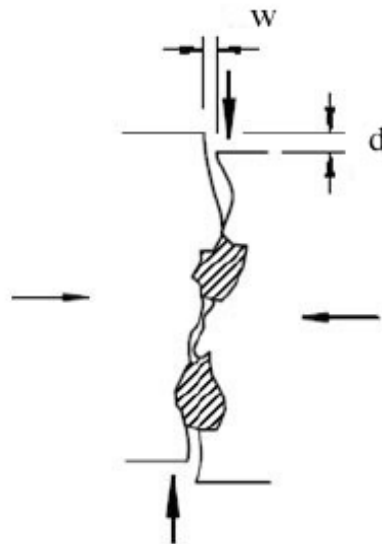


Figura 10 - Transferência por atrito (RISSO, 2008)

Depende fundamentalmente da rugosidade e da limpeza das partes ligadas. É o primeiro mecanismo mobilizado ao haver cortante em uma interface de concreto, que, sendo destruído para deslizamentos muito pequenos, tem importância prática menor (RISSO, 2008).

Segundo RISSO (2008) há também uma parcela de transferência por ação mecânica que ocorre por meio do engrenamento mecânico entre as duas superfícies em contato, formando-se “dentes” que são solicitados ao corte quando ocorre o deslizamento relativo entre as superfícies. Em superfícies rugosas, essa forma de transferência pode ser garantida pelo agregado graúdo que atravessa a interface de deslizamento (mecanismo de engrenamento entre agregados), uma vez que ocorre um engrenamento entre os agregados situados em lados opostos

da interface (Figura 11). Em alguns casos, são executados dentes na interface com o propósito de aumentar a resistência da ligação.

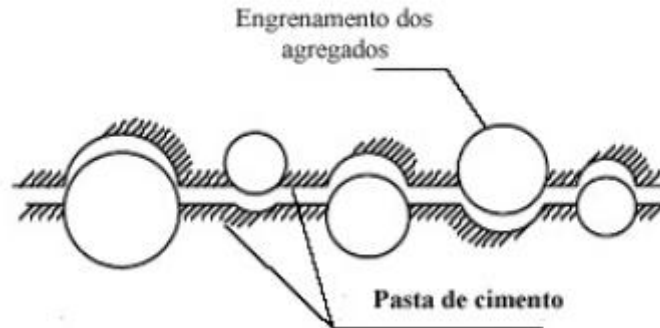


Figura 11 - Transferência por ação mecânica (RISSO, 2008)

2.4.2. Transferência de carga pela armadura transversal à interface

A armadura transversal à interface contribui na transferência de tensões de cisalhamento por efeito de pino, que é acionado toda vez que ocorre deslizamento na superfície de cisalhamento (Figura 12). Se a superfície de contato é rugosa, junto com o deslizamento entre as partes há um afastamento transversal entre elas que tende a alongar a armadura. Esta, por sua vez, reage acarretando uma tensão normal de compressão na interface que aumenta a resistência por atrito entre as superfícies em contato (RISSO, 2008).

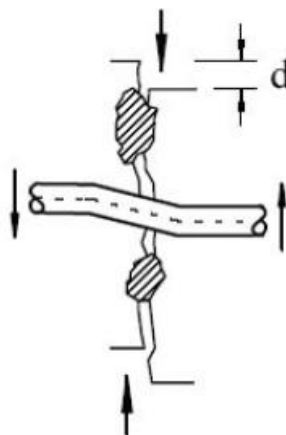


Figura 12 - Efeito de pino (RISSO, 2008)

Segundo Sahb *apud* Ferreira (2014), nesse tipo de conector as tensões de cisalhamento são transferidas produzindo concentração de tensões próximas à região de fixação dos conectores. De forma que a resistência à compressão do concreto influencia no modo de ruptura. A ruptura da ligação pode ocorrer no concreto quando aparecem fissuras nas proximidades do conector, como também no próprio conector. A ruptura do conector pode ocorrer, principalmente em concreto de alta resistência, o deslizamento do conector em sua base. Nos dois casos são evidenciados comportamentos dúcteis, no entanto a ruptura pode ser brusca.

2.5. PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE PILARES

2.5.1. Omar (2006)

A pesquisa realizada por Omar (2006) foi baseada no estudo de oito pilares de concreto armado reforçados com aumento de seção (encamisamento), utilizando concreto auto adensável na faces de compressão, tração e compressão e tração simultaneamente (ver

Figura 13). Todos os pilares estudados foram submetidos à flexo compressão reta.

Os pilares originais (sem reforço) seguiram o mesmo padrão dimensional e de armação dos modelos estudados por Adorno (2004) e Araújo (2004), sendo carregados até o início do escoamento da armadura tracionada e posterior descarregamento e consequente retirada do pórtico de reação. Após estas etapas os respectivos reforços foram executados.

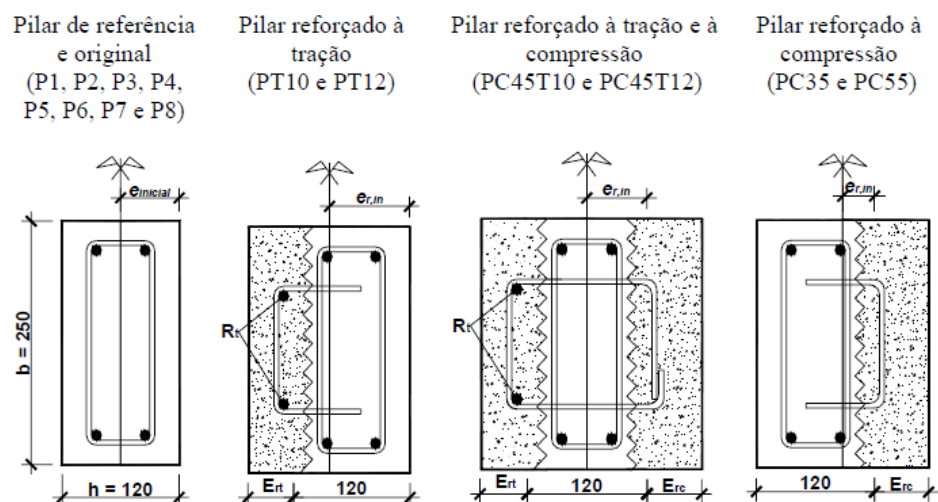


Figura 13 – Seção transversal dos modelos estudados por Omar (2006)

Para verificação da deformação nas barras de aço, tanto na região comprimida, quanto tracionada, foram colados extensômetros de resistência elétrica, na armação do substrato e do reforço. Na superfície do concreto, na região mais comprimida e na de interação entre reforço e substrato para monitoramento das deformações.

A metodologia utilizada para o programa experimental seguiu as 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.

Foram utilizados relógios comparadores para leitura dos deslocamentos horizontais e verticais. A Tabela 2 apresenta a resistência do concreto (reforço e substrato), deslocamento máximo horizontal, deformações máximas (armadura tracionada e concreto comprimido), carga de ruptura, momento máximo e modos de ruptura.

Tabela 2 – Dados e comportamento dos pilares de Omar (2006)

Pilar	e/h	f _c (MPa)		Desl. R3 (mm)	ε _{s,máx} mm/m	ε _{c,máx} mm/m	P _u (kN)	M _u (kN.mm)	Modo de ruptura
		Sub.	Ref.						
P1	0,50	30,5	-	20,35	2,89	2,22	130,1	10.446	EE
P2	0,50	30,6	-	37,63	4,36	4,69	157,0	15.328	EE
PT10	0,53	30,7	43,0	32,58	3,36	3,45	268,0	30.841	EE
PT12	0,53	30,7	44,1	20,37	2,90	2,92	280,0	28.804	EE
PC45T10	0,50	30,7	44,8	19,46	1,75	3,57	645,0	51.252	E
PC45T12	0,50	30,8	45,5	11,67	1,72	3,89	630,0	45.152	E
PC35	0,27	25,1	46,2	22,05	1,47	2,43	380,0	24.529	D
PC55	0,27	25,1	46,8	13,62	1,43	2,49	506,0	23.337	D

e/h - Excentricidade relativa (excentricidade / altura da seção transversal);

f_c: resistência à compressão do concreto no dia do ensaio;

P_u: carga última de ruptura;

Desl. R3: deslocamento máximo lido no relógio R3;

ε_{s,máx}: deformação máxima da barra tracionada;

ε_c: deformação do concreto comprimido;

M_u: momento máximo;

EE: escoamento do aço e esmagamento do concreto;

E: esmagamento do concreto;

D: deslocamento do reforço;

PC: pilar reforçado na compressão;

PT: pilar reforçado na tração;

PCT: pilar reforçado na compressão e tração;

Sub.: concreto do substrato (CAA);

Ref.: concreto do reforço (CAA).

Ao analisar o comportamento da carga x deslocamento horizontal, Omar (2006), observou que os pilares PC35, PC55, PC45T10 e PC45T12 foram mais rígidos que o pilar P1. Dentre esses pilares, os que apresentaram maior rigidez foram os reforçados na face comprimida e tracionada simultaneamente (PC45T10 e PC45T12).

Todos 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.

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.

2.5.2. Sahb (2008)

A pesquisa de Sahb (2008) apresenta um estudo experimental de pilares de concreto armado, reforçados com adição de camada de concreto autoadensável, submetidos à flexo-compressão normal. O principal objetivo era reduzir os efeitos do deslocamento do reforço, observado na pesquisa de Omar (2006), substituindo os conectores de cisalhamento por chumbadores, Figura 14, posicionados na região comprimida, com intuito de solidarizar a camada de reforço, com o substrato.



Figura 14 – Chumbadores de expansão tipo AF (SAHB, 2008)

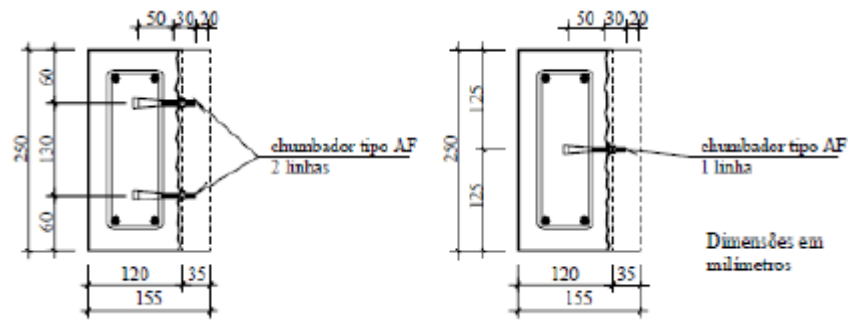


Figura 15 – Detalhe da posição da instalação dos chumbadores (SAHB, 2008)

Tabela 3 – Nomenclatura e principais descrições dos pilares de Sahb (2008)

Nomenclatura	Seção (MPa)	Nº de linhas com 2 chumbadores	Nº de linhas com 1 chumbador	Tch (%)	eens (mm)
PA-Ref*	120x250	-	-	-	60
PA-M	155x250	-	-	-	42,5
PA-R*	155x250	-	-	-	42,5
PA-R3	155x250	3	-	0,08	42,5
PA-R5	155x250	5	-	0,14	42,5
PA-R9	155x250	9	-	0,25	42,5
PB-M*	155x250	-	-	-	42,5
PB-R5-4d	155x250	5	4	0,20	42,5
PB-R9-d	155x250	9	-	0,25	42,5
PB-R9-8	155x250	9	8	0,37	42,5

Nomenclatura				
PX	Ref/R/M	Y	Z	d
↓	↓	↓	↓	↓
Série	Referência	Nº de linhas	Nº de linhas	dente
	Reforçado	com 2	com 1	
	Monolítico	chumbadores	chumbador	

e_{inic}: Excentricidade inicial antes do reforço; e_{inic} = 60 mm;
e_{ens}: Excentricidade de aplicação de carregamento na estrutura indeformada;
T_{ch}: Taxa de chumbadores ((A_{ch} / A_{int}) x 100), onde A_{ch} é a somatória das áreas das seções transversais dos chumbadores e A_{int} é a área da interface entre o substrato e o reforço na face mais comprimida do pilar.

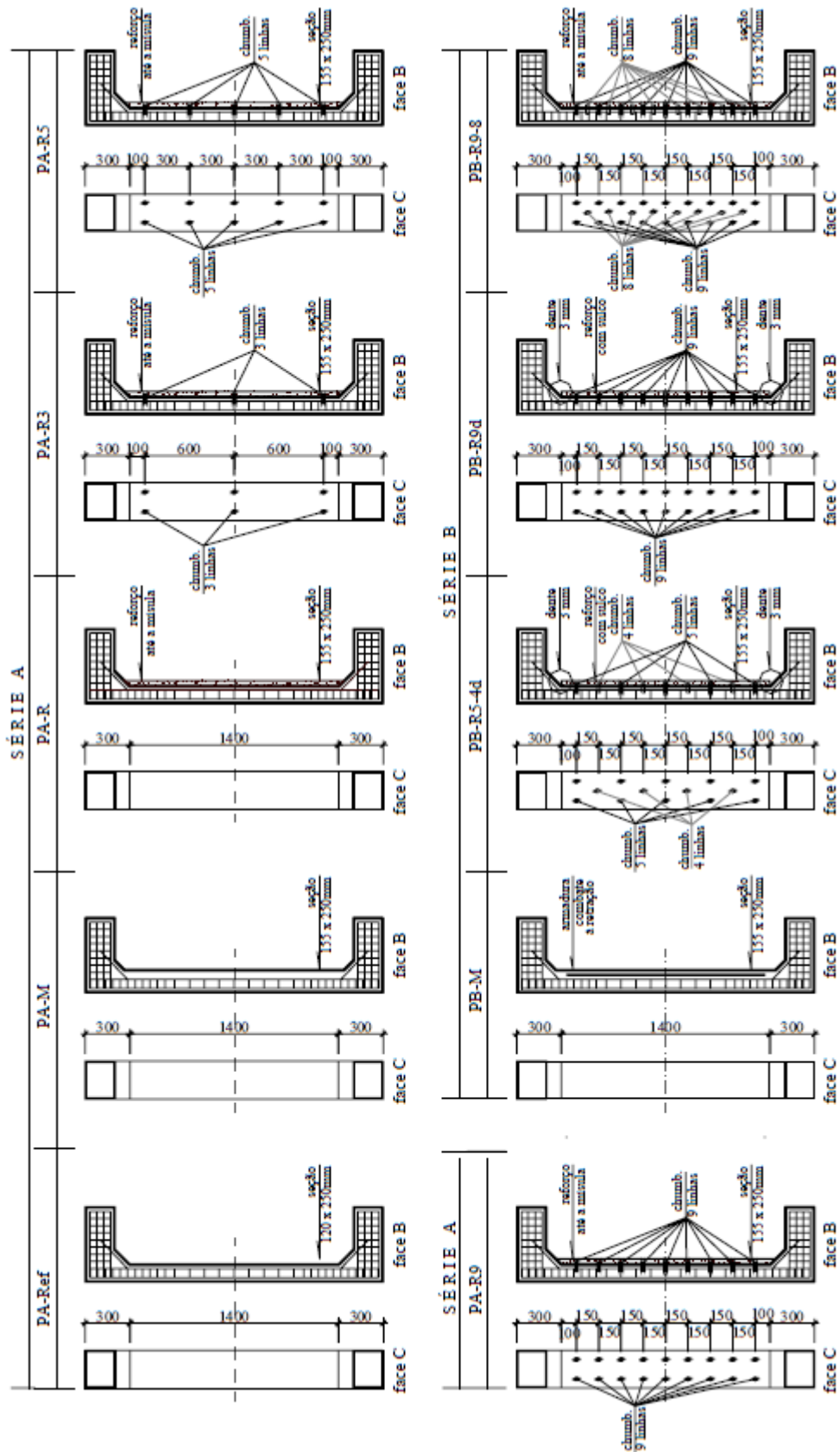


Figura 16 – Planta com disposição de chumbadores dos pilares (SAHB, 2008)

Tabela 4 – Comportamento dos pilares de Sahb (2008)

Pilar	e/h	$f_c sub$ MPa	$f_c ref$ MPa	$\epsilon_s max$ mm/m	$\epsilon_c max$ mm/m	P_u kN	Modo de ruptura
PA-Ref*	0,50	39,1	-	2,50	-3,04	139,1	EA; EC
PA-M	0,27	39,1	-	2,88	-3,68	397,0	EA; EC
PA-R*	0,27	39,9	47,9	0,68	-2,32	422,6	D
PA-R3	0,27	39,5	48,3	0,62	-2,16	461,7	D
PA-R5	0,27	39,9	51,8	-0,12	-1,75	539,6	D
PA-R9	0,27	39,9	52,0	-0,03	-1,37	553,4	D
PB-M*	0,27	51,7	-	1,41	-3,16	613,0	EC*
PB-R5-4d	0,27	41,0	51,7	-0,04	-0,64	205,0	D
PB-R9-d	0,27	41,1	52,2	-1,24	-0,48	225,0	D
PB-R9-8	0,27	41,2	52,5	1,25	-2,68	626,3	EC*; DR

* Pilares em que a leitura das deformações foi na carga anterior à de ruptura;

e/h : Excentricidade relativa (excentricidade / altura da seção transversal);

P_u : **Carga de ruptura;**

$f_c sub$: Resistência do concreto do substrato na data do ensaio;

$f_c ref$: **Resistência do concreto auto adensável do reforço na data do ensaio;**

$\epsilon_s max$: Deformação máxima registrada nas barras situadas na face tracionada ou menos comprimida, na região central do pilar;

$\epsilon_c max$: Deformação máxima registrada no concreto comprimido da região central;

EA: Escoamento do aço; EC: Esmagamento do concreto; EC*: Esmagamento do concreto com indícios de escoamento do aço; DR: Desplacamento do reforço.

Os resultados de Sahb (2008) indicam que todos os pilares reforçados tiveram seus deslocamentos horizontais reduzidos. Com o acréscimo da taxa de chumbadores houve redução de deslocamento, provavelmente em função do aumento da rigidez do elemento.

Dos pilares reforçados, o PB-R9-8 registrou deformação característica do esmagamento do concreto na face mais comprimida, porém não se pode concluir que ele tenha rompido por esmagamento, uma vez que ocorreu o deslocamento da camada de reforço na carga última.

Nos pilares PA-R, PA-R3, PA-R5, PA-R9, PB-R5-4d e PB-R9d a ruptura foi do tipo frágil, com deslocamento da camada de reforço, entretanto esse deslocamento foi retardado com o aumento da taxa de chumbadores.

O pilar com a maior taxa de chumbadores rompeu com deslocamento da camada de reforço e também foi evidenciada tendência de esmagamento do concreto na região central do pilar.

No que diz respeito aos chumbadores, em nenhum dos casos estudados houve ruptura por cisalhamento dos chumbadores utilizados.

2.5.3. Ferreira (2014)

A pesquisa de Ferreira (2014) no ensaio de pilares submetidos à flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm, baseado em pesquisas anteriores de Adorno (2004), Omar (2006) e Sahb (2008), a fim de se verificar a interação entre a superfície do substrato com o reforço.

Os modelos foram divididos em duas séries, a primeira com quatro pilares, sendo um pilar original PO (sem reforço), um pilar de referência PR (com dimensões dos reforçados) e dois reforçados na região comprimida P150 baseados na pesquisa de Sahb (2008), a segunda série nomeada de P100 foram ensaiados três pilares reforçados na região comprimida variando a quantidade de conectores, conforme indicado na Figura 17.

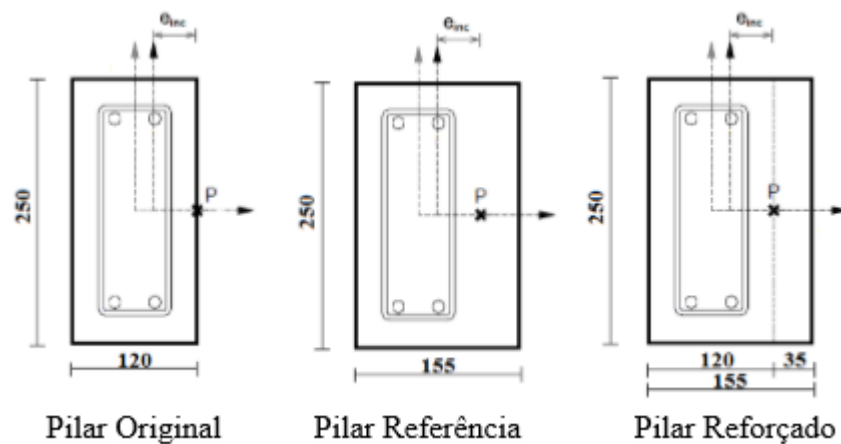


Figura 17 – Seção transversal dos pilares (mm)

Para combater o deslocamento do concreto de reforço, foram utilizados conectores do tipo AF, com diâmetro nominal de 8 mm e comprimento igual a 80 mm, da Âncora Sistemas de Fixação. O conector é composto por parafuso cônico com arruela, rosca e jaqueta, (Figura 18).



Figura 18 – a) parafuso completo, b) parafuso cônico, c) jaqueta, d) porca, e) arruela

Foram definidos os pilares reforçados da primeira série, pilares semelhantes à pesquisa de Sahb (2008), um deles utilizando dois conectores por linha horizontal com distância de eixo à borda igual a 60 mm e de eixo a eixo dos conectores iguais a 130 mm, o segundo com os mesmos conectores do primeiro posicionados e com uma linha interna de um conector por linha horizontal, posicionado no meio da seção (Figura 19)

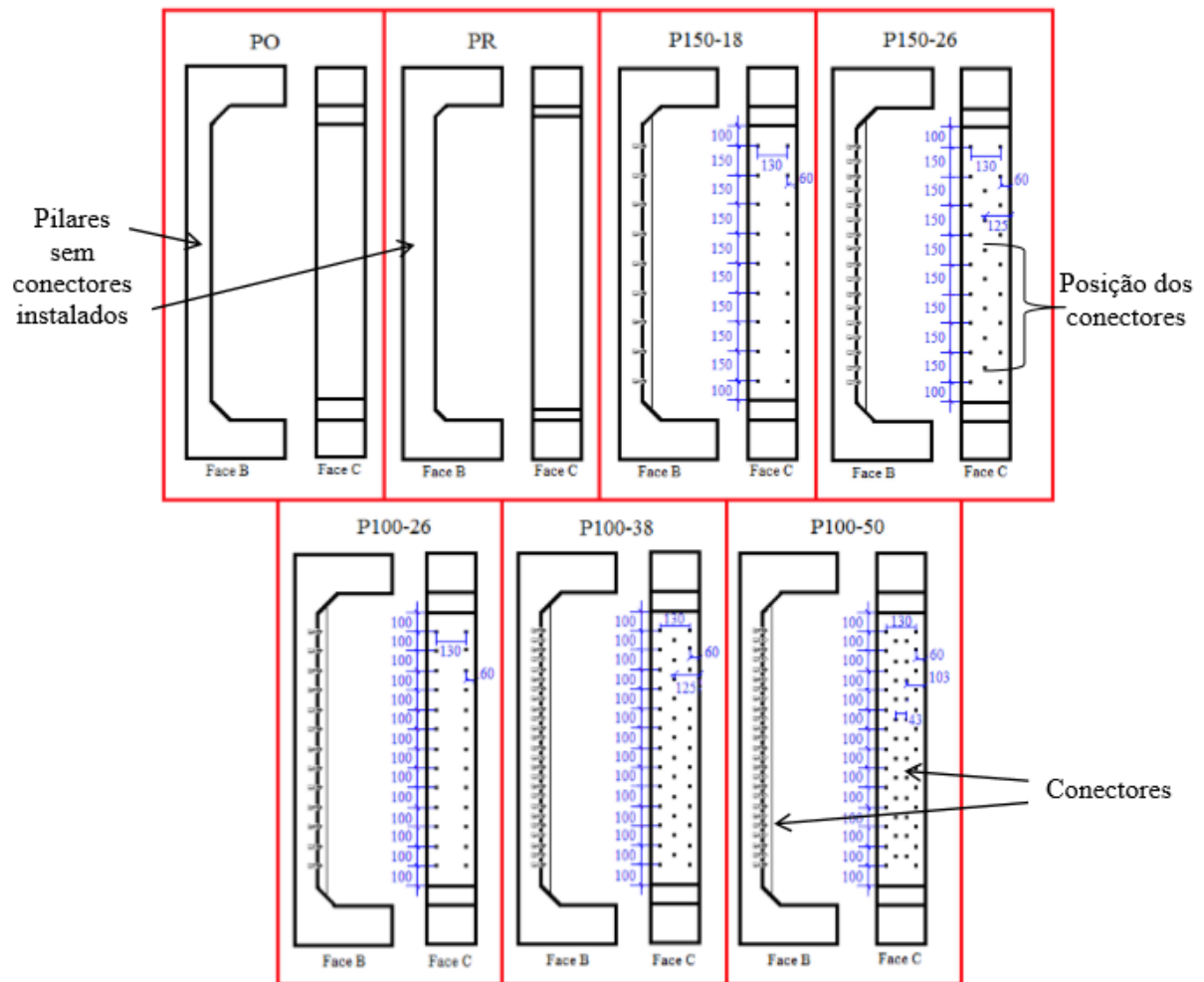


Figura 19 – Aspecto visual de um pilar não reforçado e do posicionamento dos conectores em um pilar reforçado

A instrumentação foi realizada antecedendo à concretagem dos pilares e teve como o intuito garantir a aferição das deformações nas armaduras na execução dos ensaios, para tanto foram utilizados extensômetros de resistência elétrica. Os extensômetros foram instalados na região central das armaduras dos pilares a fim de se verificar as máximas deformações específicas.

Após a execução dos pilares, a instrumentação para a execução dos ensaios se procedeu utilizando extensômetros de resistência elétrica, posicionados na região central da face mais comprimida do concreto. Para medir os deslocamentos horizontais e verticais, foram utilizados relógios comparadores, a meia altura foi utilizada uma trena.

A “Tabela” apresenta o modo de ruptura dos pilares com suas respectivas cargas, resistências e comparativo de deformações.

Tabela 5 – Cargas de modos de ruptura dos pilares ensaiados

PILAR	Pu (kN)	Pu/PuO	Pu/PuR	fc (Mpa)		Pult. leitura (kN)	$\epsilon_{s,m\acute{a}x}/$ ϵ_y	$\epsilon_{c,m\acute{a}x}/$ ϵ_u	Modo de ruptura
				Sub.	Ref.				
PO	126,7	1,00	0,23	41,9	-	120,0	>1,00	0,81	EA - EC
PR	542,2	4,28	1,00	41,3	-	520,0	0,56	0,60	EA - EC
P150-18	453,2	3,58	0,84	41,4	39,7	440,0	0,57	0,77	DR
P150-26	442,5	3,49	0,82	41,5	40,1	410,0	0,81	0,97	DR
P100-26a	340,0	2,68	0,63	43,3	45,0	340,0	0,58	0,71	DR
P100-26b	389,9	3,08	0,72	43,3	45,0	340,0	0,64	0,92	DR
P100-38	441,0	3,48	0,81	43,5	45,5	380,0	0,94	0,85	DR
P100-50	468,9	3,70	0,87	43,6	45,7	420,0	0,67	0,91	DR

Sub.: concreto do substrato (CAA);

Ref.: concreto do reforço (CAA);

fc: resistência à compressão do concreto;

Pult. leitura: carga da última leitura do equipamento de coleta de dados;

Pu.: carga última de ruptura;

$\epsilon_{s,m\acute{a}x}$: deformação máxima lida no extensômetro da barra tracionada no substrato;

ϵ_y : deformação de início de escoamento obtida para aço ensaiado;

ϵ_c : deformação do concreto segundo ABNT NBR 6118:2014;

EA: escoamento do aço;

EC: esmagamento do concreto;

DR: deslocamento do reforço.

Ferreira (2014) conclui que os pilares reforçados tiveram seus deslocamentos horizontais reduzidos com relação ao pilar monolítico PO (pilar com dimensões originais da seção transversal 120 mm x 250 mm).

O pilar reforçado P100-50 (espaçamento entre conectores 100 mm e 50 conectores instalados) que possui maior taxa de conectores, apresentou deslocamento mais próximo do pilar monolítico de referência PR.

Apenas o pilar PO apresentou deformações nas armaduras que ultrapassaram a deformação limite de escoamento ϵ_y obtida em ensaios de tração no aço, porém todos os pilares tiveram comportamento que evidenciam a tendência ao escoamento das armaduras longitudinais, haja vista que, a partir da aplicação de aproximadamente 80% da carga de

ruptura, as deformações nos intervalos de cada passo de carga aumentaram de forma significativa levando a peça à ruptura.

Todos os pilares reforçados apresentaram deformação que ultrapassa ou esteja bem próximo do limite de 3,00% definido pelo ACI 308 (2008) como o limite que caracteriza o esmagamento do concreto.

Todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura maior (entre 3,08 e 3,70) com relação ao pilar monolítico original PO e menor que o pilar monolítico de referência PR, destacando dentre os pilares reforçados o pilar P100-50 que possuía a maior taxa de conectores com a maior carga de ruptura e o pilar P100-26 que possuía a menor taxa de conectores com a menor carga de ruptura, reforçando a relação entre taxa de conectores e carga de ruptura.

2.5.4. Virgens (2015)

O estudo de Virgens (2015), é uma continuação da pesquisa de Sahb (2008). Foram realizados nove ensaios de pilares, sendo quatro similares aos de Sahb (2008): PRef, PB-M, PA-R9 e PB-R9-8. Esta similaridade consistiu em reconstruir esses pilares com as mesmas características, principalmente quanto ao posicionamento e quantidade dos parafusos chumbadores, objetivando a comparação dos resultados. Na sequência, foram moldados cinco espécimes variando o tipo, a posição e o número dos parafusos chumbadores. Em um dos pilares, além da camada de reforço com concreto autoadensável foram instaladas, por meio dos parafusos chumbadores, chapas metálicas contendo pinos conectores de cisalhamento.



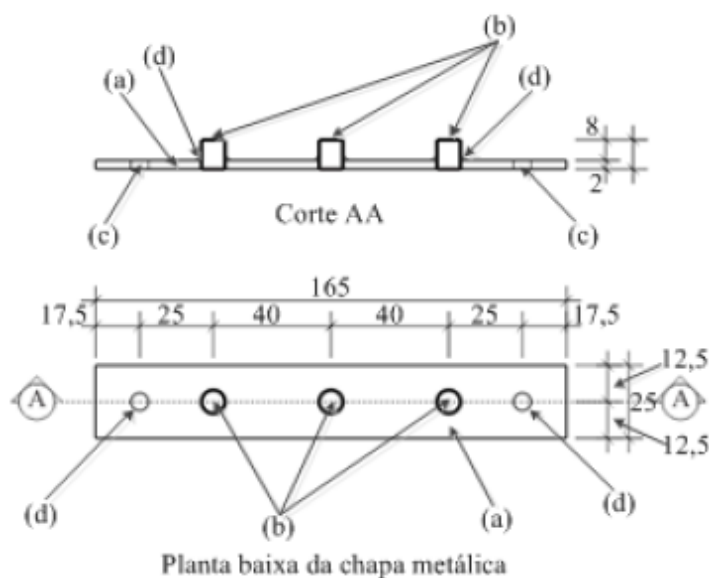
- (a) – Parafuso completo
- (b) – Parafuso cônico
- (c) – Jaqueta
- (d) – Prolongador
- (e) – Porca
- (f) – Arruela

Figura 20 - Detalhe do chumbador tipo AF 5/16'' x 80 mm (VIRGENS, 2015)



- (a) – Parafuso completo
- (b) – Parafuso cônico
- (c) – Jaqueta
- (d) – Porca
- (e) – Arruela

Figura 21 - Detalhe do chumbador modelo PBA 5/16'' x 3.1'' C/P (VIRGENS, 2015)



- (a): chapa metálica – espessura: 2 mm.
 - (b): pinos conectores de cisalhamento barra CA-50 – $\varnothing = 8$ mm.
 - (c): furo para encaixe do parafuso chumbador – $\varnothing = 8$ mm.
 - (d): solda – eletrodo elétrico.
- (mm)

Figura 22 - Detalhamento da chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento (VIRGENS, 2015)

Tabela 6 – Tabela com principais características dos pilares ensaiados por Virgens (2015)

Nomenclatura	Seção (mm)	Nº parafusos chumbadores	Tch (%)	Eref (mm)	eens (mm)
Pilar original (Po)	120 x 250	-	-	-	60
Pilar de referência (Pref)	155 x 250	-	-	-	42,5
Pilar PAF-150-18	155 x 250	18	0,25	35	42,5
Pilar PAF-150-26	155 x 250	26	0,36	35	42,5
Pilar PPBA-150-18	155 x 250	18	0,25	35	42,5
Pilar PPBA-150-18-Ch	155 x 250	18	0,64	35	42,5
Pilar PPBA150-26	155 x 250	26	0,36	35	42,5
Pilar PPBA-150-34	155 x 250	34	0,48	35	42,5
Pilar PPBA-150-34-SP	155 x 250	34	0,48	35	42,5

Tch: Taxa de chumbadores ($(Ach / Aint) \times 100$), onde Ach é a somatória das áreas das seções transversais dos chumbadores e Aint é a área da interface entre o substrato e o reforço na face mais comprimida do pilar; no caso do pilar PPBA-150-18-Ch, a área Ach é o somatório das áreas das seções transversais dos chumbadores e dos pinos conectores de cisalhamento.

Eref: espessura da camada do reforço;

eens: excentricidade de aplicação de carregamento no início do ensaio;

Ch: Chapa metálica com pinos conectores de cisalhamento;

SP: parafusos chumbadores sem porca.

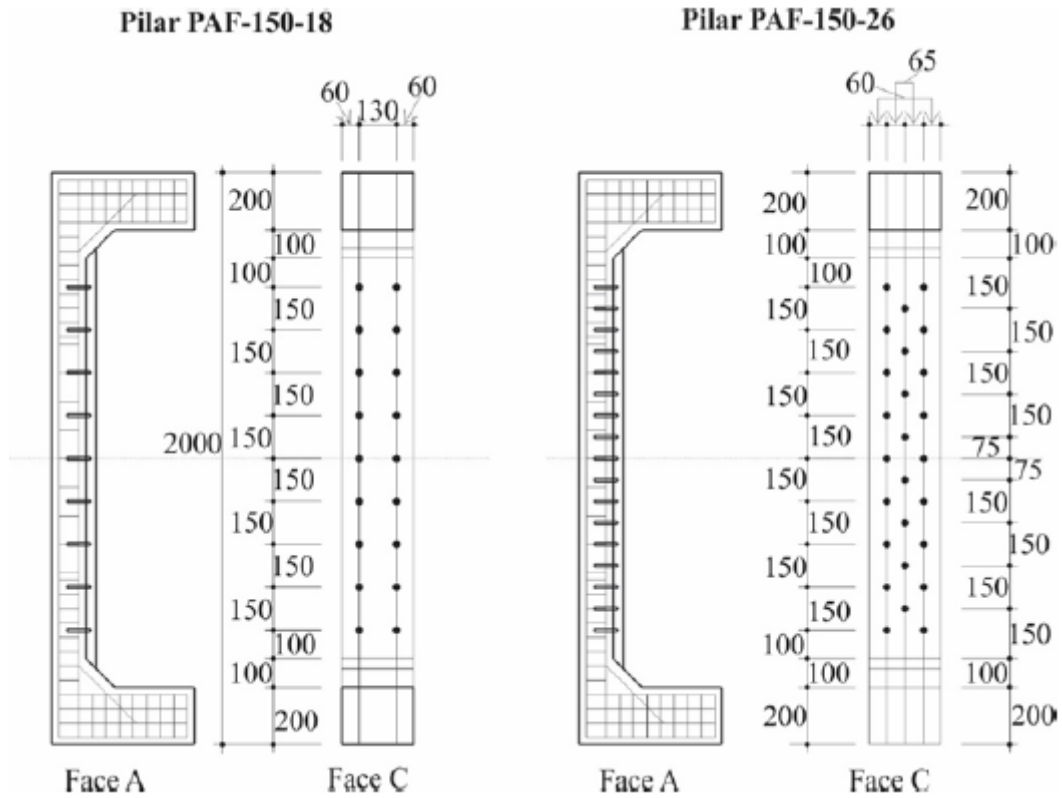


Figura 23 – Posicionamento dos chumbadores dos pilares PAF-150-18 e PAF-150-26 (VIRGENS, 2015)

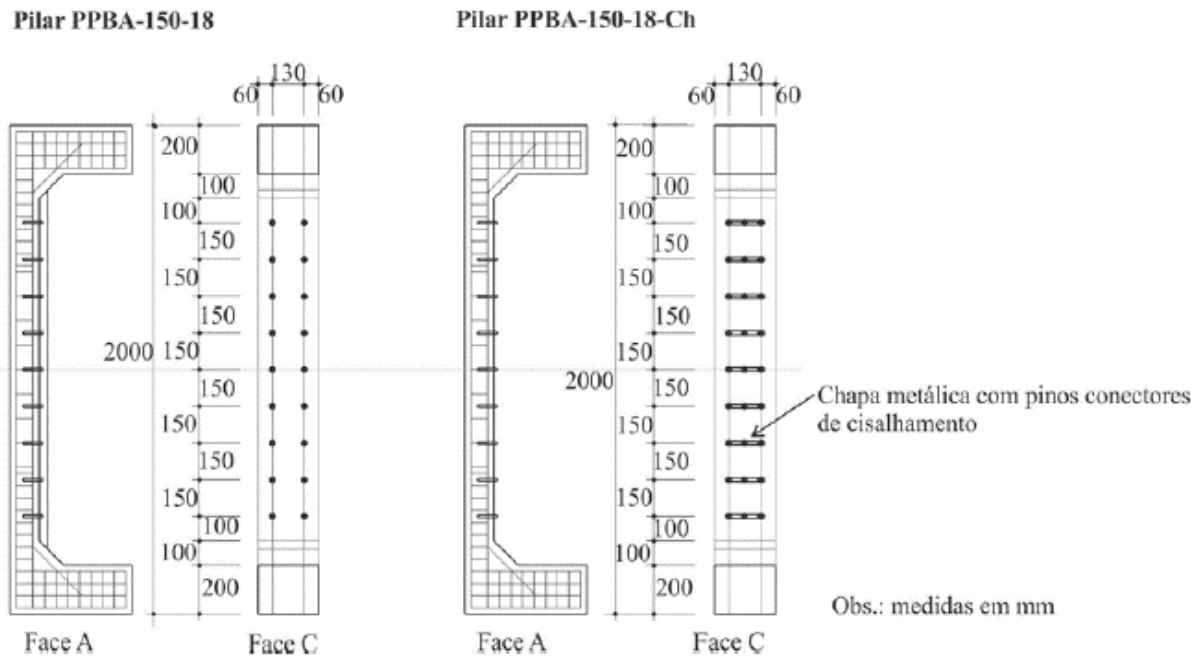


Figura 24 – Posicionamento dos chumbadores/ chapas metálicas dos pilares PPBA-150-18 e PPBA-150-18-Ch (VIRGENS, 2015)

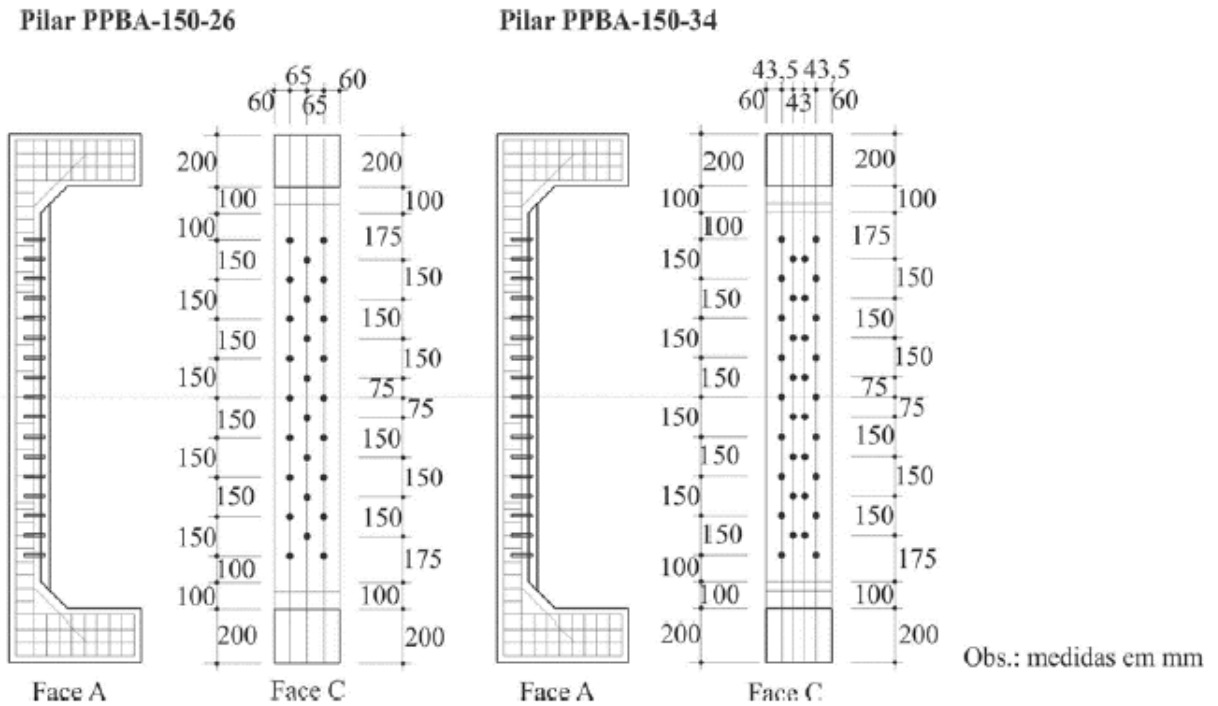


Figura 25 – Posicionamento dos chumbadores dos pilares PPBA-150-26 e PPBA-150-34 (VIRGENS, 2015)

Pilar PPBA-150-34-SP

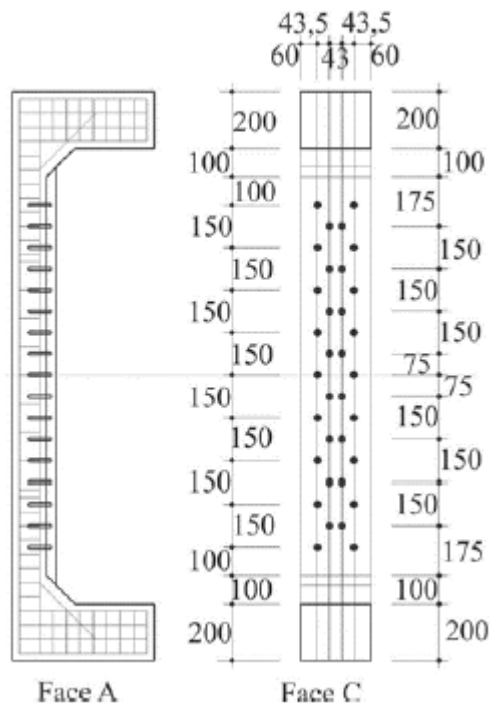


Figura 26 – Posicionamento dos chumbadores do pilar PPBA-150-34-SP (VIRGENS, 2015)

Tabela 7 – Cargas e modos de ruptura dos pilares de Virgens (2015)

Pilar	Pu (kN)	Pu/ (PuPo)	Pu/ (PuPref)	f _{csub} (MPa)	f _{cref} (MPa)	Pret,rel (kN)	ε _{s,máx} / ε _y	ε _{c,máx} / ε _y	Modo de ruptura
Pilar original (Po)	126,7	1	0,23	41,9	-	120,0	> 1	0,82	EA-EC
Pilar de referência (Pref)	542,2	4,28	1	41,3	-	520,0	0,56	0,60	EA-EC
Pilar PAF- 150-18	453,2	2,68	0,84	41,4	39,7	440,0	> 1	0,77	DR
Pilar PAF- 150-26	442,5	3,49	0,82	41,5	40,1	410,0	0,81	0,97	DR
Pilar PPBA- 150-18	390,8	3,08	0,72	42,8	44,0	390,0	> 1	0,91	DR
Pilar PPBA- 150-18-Ch	427,2	3,37	0,79	43,8	46,2	420,0	0,43	0,71	DR
Pilar PPBA- 150-26	517,1	4,08	0,95	43,0	44,4	510,0	0,90	> 1	DR
Pilar PPBA- 150-34	528,3	4,17	0,97	43,2	44,6	520,0	0,65	0,90	DR
Pilar PPBA- 150-34-SP	531,0	4,19	0,98	43,6	45,9	530,0	> 1	0,99	DR

Pu: carga última de ruptura;

P_{ret,rel.}: carga da última leitura antes da retirada dos relógios

f_{csub}: resistência à compressão do concreto do substrato (CAA);

f_{cref}: resistência à compressão do concreto do reforço (CAA);

ε_y: deformação de início de escoamento obtida para o aço;

ε_u: deformação de esmagamento do concreto segundo ABNT NBR 6118:2014;

ε_c: deformação do concreto;

EA: escoamento do aço;

EC: esmagamento do concreto;

DR: deslocamento do reforço.

A taxa de parafusos chumbadores resultou em aumento da carga resistente para os pilares que utilizaram chumbadores do tipo PBA, exceto para o pilar PPBA-150-18-Ch, que apesar de ser o pilar com maior taxa de chumbadores, devido a fixação da chapa metálica com pinos conectores.

De todos os pilares, o PPBA-150-34-SP, PPBA-150-34 e Pref, foram os pilares que apresentaram os menores deslocamentos, para o mesmo nível de carregamento, sendo o Pref, o que obteve o maior deslocamento medido pelo relógio R3, 18,4 mm, comparativamente entre os três.

Os pilares Po, PPBA-150-18, PPBA-150-34, foram os pilares que apresentaram deformação de tração superior à deformação de escoamento, indiciando que a armadura entrou em processo de escoamento antes da carga de ruptura.

Todos os pilares reforçados obtiveram carga de ruptura com valores entre as cargas de ruptura do pilar original e pilar de referência. O pilar que mais se aproximou da carga resistente do pilar de referência, foi o PPBA-150-34-SP, com carga de 531,0 kN, representando 97,9 % em relação à carga última de Pref.

Não foi possível evitar o deslocamento da camada de concreto do reforço de todos os pilares reforçados, mas, ressalta-se que, antes de atingir a carga última de ruptura, eles apresentaram um comportamento dúctil, a deformação do concreto atingiu valores de, no mínimo, 70 % da deformação última de esmagamento do concreto e a deformação da armadura tracionada demonstrou uma tendência de aproximação da deformação de escoamento do aço.

CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS

3.1.1. Considerações iniciais

Para esta pesquisa foram construídos cinco pilares, sendo um de referência (Pref), com seção transversal de 120 x 250 mm (seção original), um monolítico (Pmon) cuja seção transversal é a mesma dos pilares reforçados, 155 x 250 mm, porém executado em uma única concretagem e três pilares reforçados (P1, P2 e P3).

As características geométricas e armação do pilar de referência seguiram os padrões dimensionais dos pilares ensaiados por Sahb (2008).

O posicionamento e quantidade de chumbadores foram os mesmos considerados nos pilares P6-150-34 de Virgens (2015). Para combater o deslocamento do reforço, que ainda ocorreu nos respectivos pilares ensaiados, foi adicionada uma “armadura de pele” posicionada na superfície reforçada.

3.1.2. Características geométricas dos pilares ensaiados

Na Tabela 8 são apresentadas as principais características geométricas, bem como quantidade de chumbadores, excentricidades de aplicação de carga e nomenclaturas.

Tabela 8 – Principais características dos pilares ensaiados

Principais características e nomenclaturas dos pilares ensaiados						
NOMENCLATURA		SEÇÃO	Nº chumbadores	e_{ens} (mm)	Ø chumbador (mm)	e_{ref} (mm)
Referência	(Pref)	120 x 250	-	60	-	-
Monolítico	(Pmon)	155 x 250	-	42,5	-	-
P6-150-34-AP150-SP	(P1)	155 x 250	34	42,5	34	35
P6-150-34-AP75-SP	(P2)	155 x 250	34	42,5	34	35
P6-150-34-AP75-CP	(P3)	155 x 250	34	42,5	34	35

SP - chumbadores sem porca
 CP - chumbadores com porca
 e_{ens} - excentricidade de aplicação de carregamento na estrutura indesejada
 e_{ref} - espessura da camada de reforço

Para a aplicação e transmissão da carga excêntrica nos pilares estudados, foi executado um console nas extremidades dos mesmos e para evitar rupturas localizadas e permitir que o pilar resistisse à grande concentração de tensões existente em suas extremidades, foi utilizada uma armadura de fretagem. Com isso teve-se uma flexo-compressão na região central, objeto de estudo desta pesquisa.

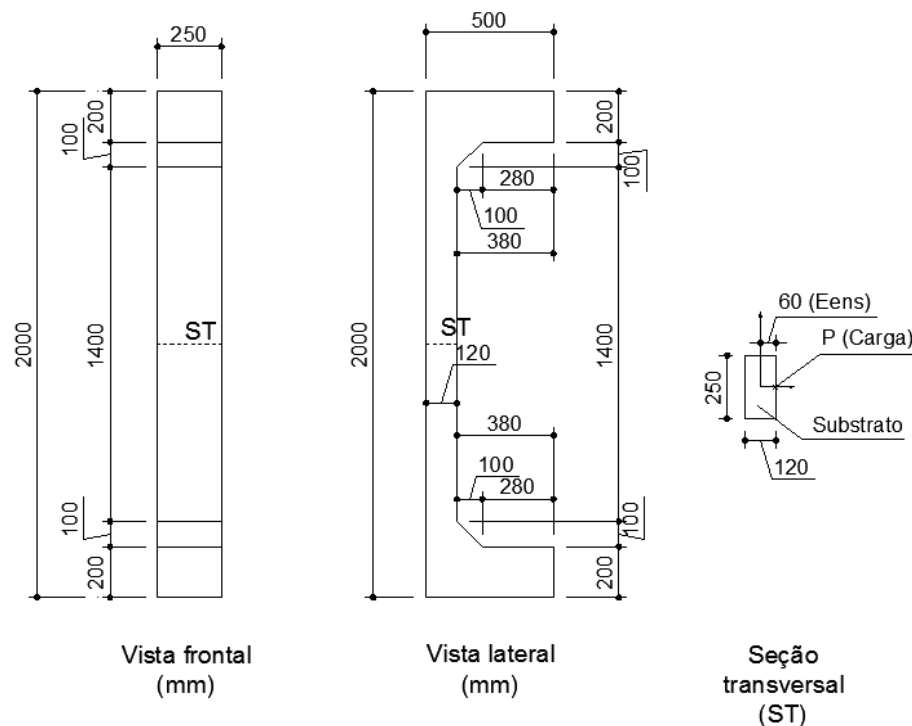


Figura 27 – Forma do pilar de referência (Pref)

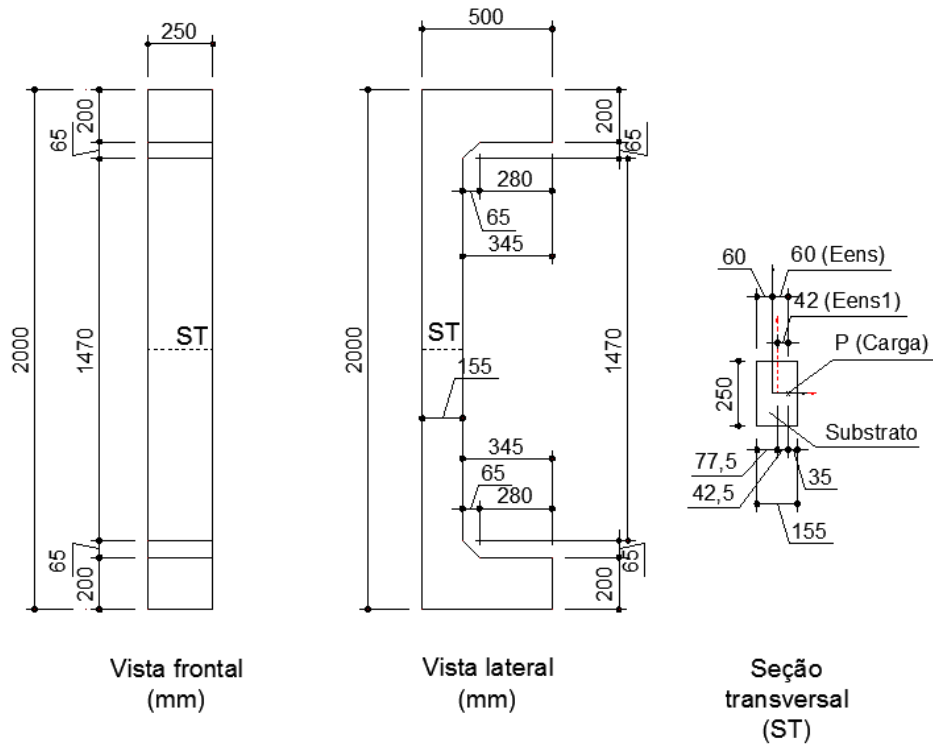


Figura 28 – Forma do pilar monolítico (Pmon)

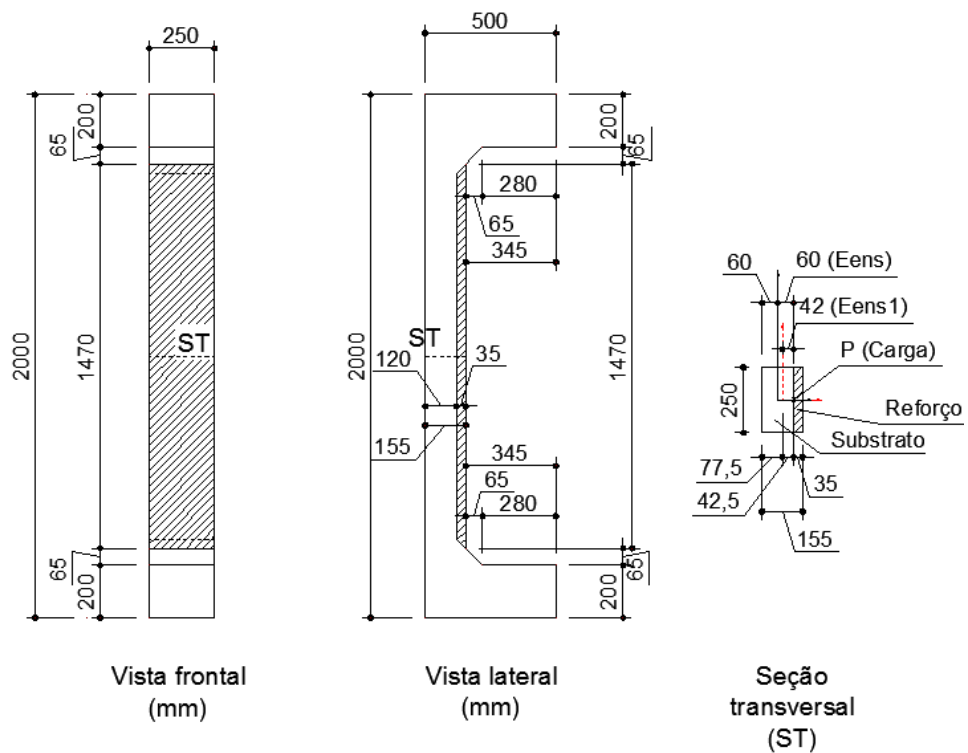


Figura 29 – Forma dos pilares reforçados (P1, P2 e P3)

3.1.3. Armação do substrato (pilar de referência)

A armadura longitudinal de todos os pilares consiste de quatro barras de aço retas tipo CA-50, com $\varnothing_{nom} = 10\text{ mm}$ ($A_s = 3,14\text{ cm}^2$; $\rho = 1,05\%$). A armadura transversal é composta por estribos de aço tipo CA-60 com $\varnothing_{nom} = 5\text{ mm}$, com espaçamento de 100 mm, na região central e 50 mm, na região das extremidades (Figura 30). O cobrimento das armaduras adotado foi de 2,5 cm.

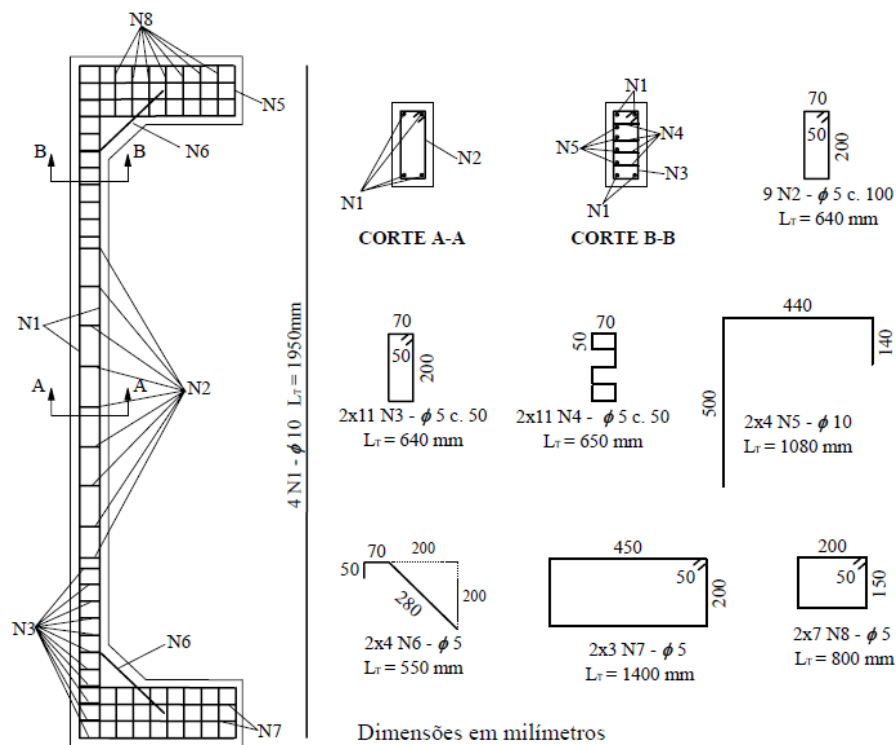


Figura 30 – Armação do substrato (SAHB 2008)

3.1.4. Armação do reforço e posição dos chumbadores

Apesar dos pilares da série 150-34 de Virgens (2015) terem apresentado uma tendência de escoamento da armadura tracionada e esmagamento do concreto na região comprimida, caracterizando uma ruptura mais dúctil, não foi possível evitar o deslocamento da camada de reforço, provocando a ruptura imediata e brusca.

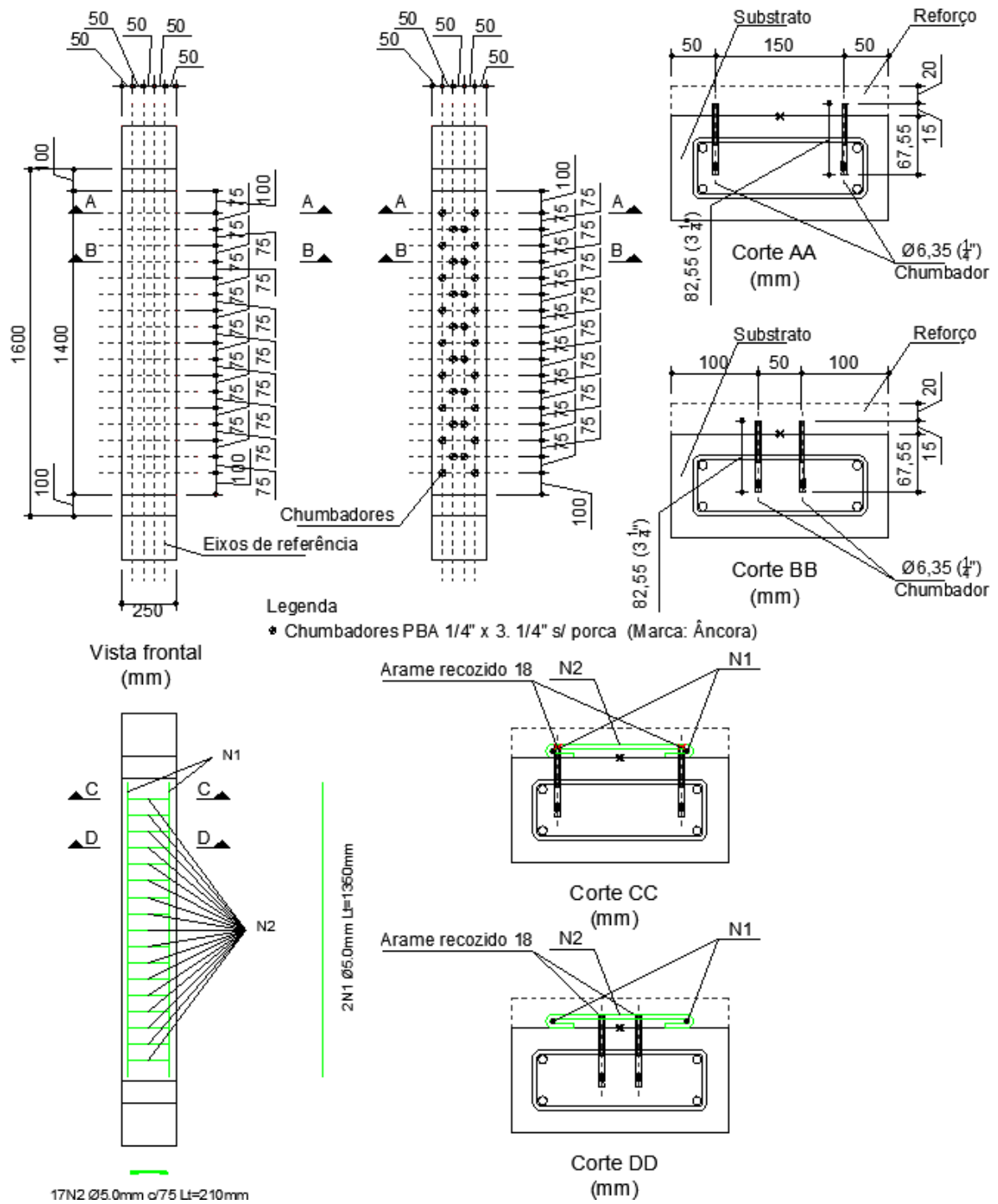


Figura 32 - Conectores e armação do pilar reforçado P2

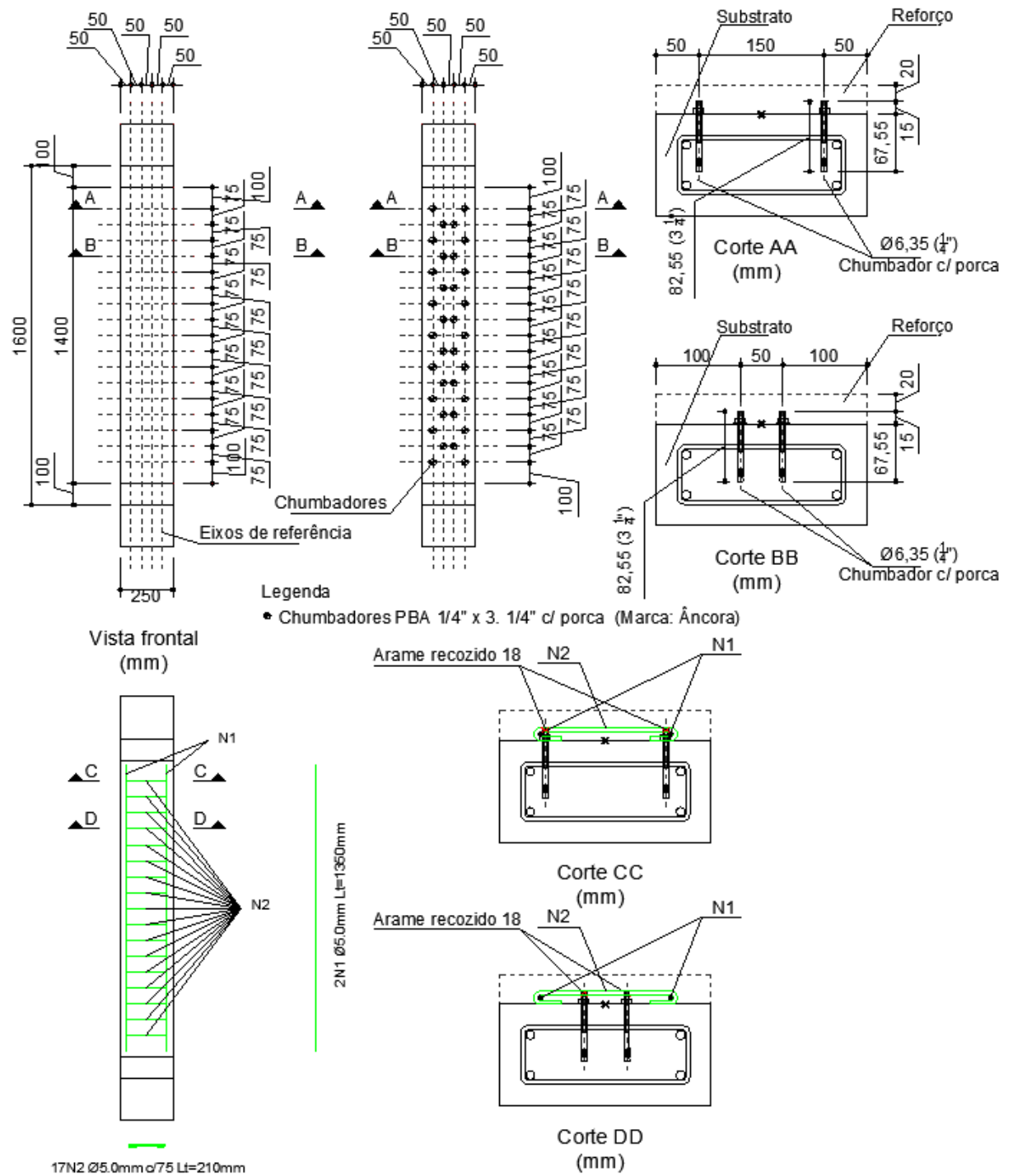


Figura 33 – Conectores e armação do pilar reforçado P3

3.2. MATERIAIS E MÉTODOS

3.2.1. Forma

3.2.1.1. Forma do substrato

Para concretagem dos pilares foram utilizadas formas metálicas, previamente projetadas para atendimento de pesquisas anteriores, com objetivo de simples montagem e desmontagem. As mesmas são constituídas de uma base, em madeira compensada e plastificada de 15 mm de espessura, módulo lateral 1 e módulo lateral 2, em chapa metálica de 2,25 mm de espessura, conforme indicado na Figura 34.

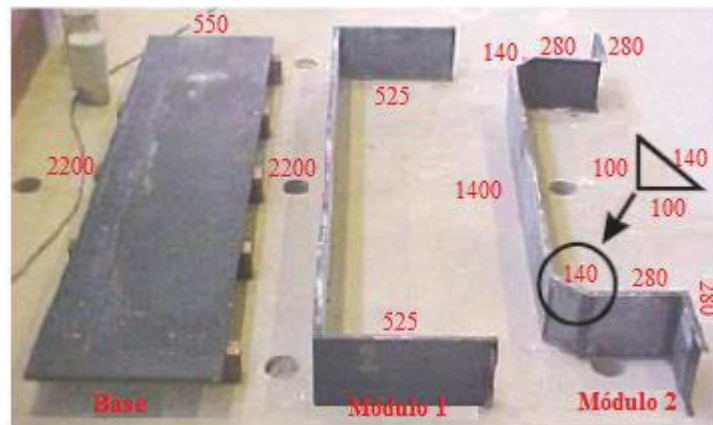


Figura 34 – Detalhamento da forma dos pilares (FERREIRA, 2014)

Com furos previamente executados na base os dois módulos são posicionados e montados, utilizando parafusos de 8 mm de espessura com porcas para fixação. Para evitar o vazamento durante a concretagem, silicone é utilizado para vedação. Óleo tipo mineral foi aplicado nas formas para facilitar a desmoldagem das peças.

O cobrimento de 25 mm da armadura foi garantido com utilização de espaçadores plásticos, posicionados entre as armaduras e a forma e para evitar a abertura das formas, no lançamento do concreto, grampos metálicos foram empregados para este travamento.

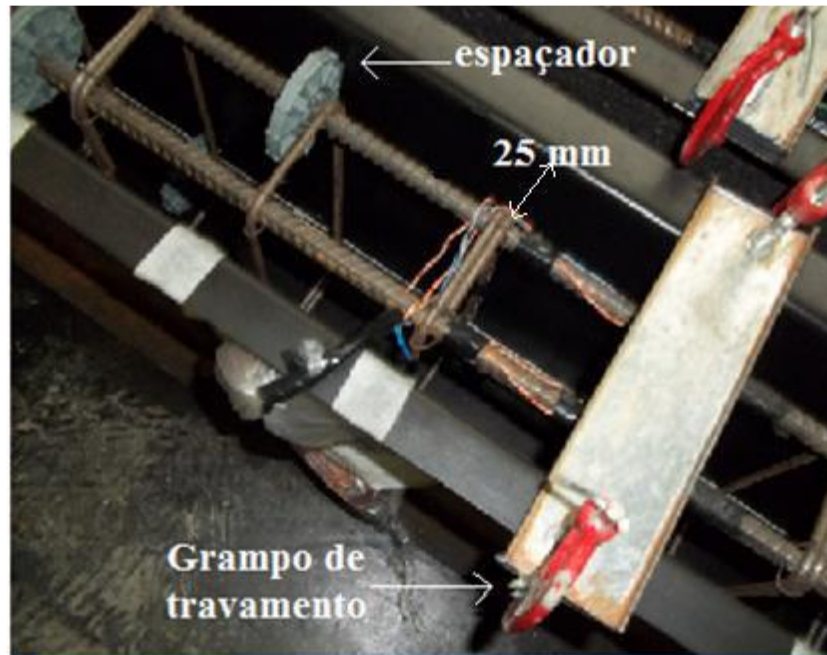


Figura 35 – Espaçador e grampos de travamento (FERREIRA, 2014)

Para evitar que algum estribo fosse atingido durante a execução dos furos dos conectores, os mesmos foram marcados, logo após a montagem da armadura do pilar, com utilização de uma fita e um pincel, devidamente colado na forma, conforme indicado na Figura 36.



Figura 36 – Marcação da posição dos estribos (FERREIRA, 2014)

3.2.1.2. Forma do reforço

As formas para moldagem das peças foram executadas, seguindo-se as geometrias apresentadas na Figura 29. Foram utilizadas chapas de madeira de compensada plastificada com 18 mm de espessura, fornecidas, cortadas e montadas pelo laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – UFG). Foram montadas três jogos de formas do reforço, sendo utilizada uma para cada modelo. As Figura 37 e Figura 38 abaixo apresentam os processos de corte e montagem das formas. Além da madeira compensada, foram utilizados ainda pregos e silicone para vedação da forma uma vez que o concreto utilizado foi auto-adensável. Para fixação das formas nas laterais do pilar de seção sem reforço, foram utilizados grampos metálicos.



Figura 37 – Corte e preparo da forma para montagem

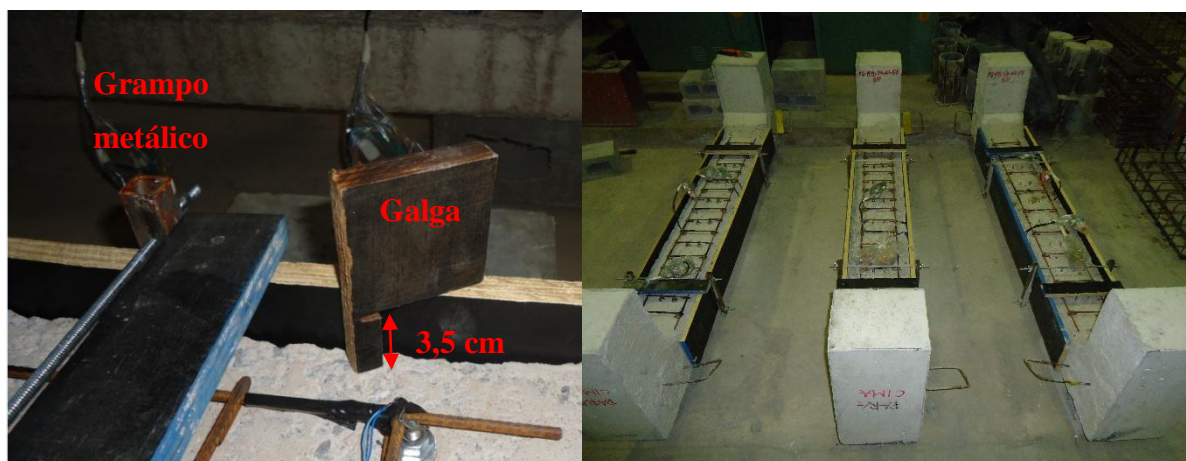


Figura 38 – Montagem da forma no pilar a ser reforçado e modelos prontos para concretagem

3.2.2. Armadura

A armadura utilizada nos pilares é composta de barras de aço com diâmetro nominal de 10 mm, para armadura longitudinal, tipo CA-50 e barras de 5 mm, para estribos e “armadura de pele”, tipo CA-60, ambas pertencendo a um mesmo lote e atendendo às prescrições da ABNT NBR 7480:2007.

A resistência das barras foi obtida por meio de ensaio de tração, utilizando duas amostras de cada diâmetro, com comprimento de 500 mm, conforme exigências da ABNT NBR 6152:2002. Com os resultados dos ensaios determina-se as propriedades mecânicas das amostras (Tabela 9).

Tabela 9 – Propriedades mecânicas das amostras de aço

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (mm/m)	E (GPa)
5,0	720	3,50	260
10,0	575	2,50	210

f_y : tensão de escoamento; ϵ_y : deformação específica de escoamento; E: módulo de elasticidade longitudinal



Figura 39 – Armadura dos pilares montada (substrato) (FERREIRA, 2014)

A “armadura de pele” foi amarrada aos conectores, com utilização de arame recozido BWG 18, para que durante o lançamento do concreto do reforço sua posição fosse mantida.



Figura 40 – Detalhe da armadura transversal do reforço e amarração junto ao conector intermediário



Figura 41 – Detalhe da amarração junto ao conector de extremidade



Figura 42 – Detalhe do arame e armadura de pele montada

3.2.3. Concreto

3.2.3.1. Concreto do substrato

O concreto auto adensável utilizado no substrato foi usinado, fornecido pela Realmix Concreto Ltda e dosado para uma resistência característica à compressão de 30MPa aos 28 dias. O lançamento do concreto foi realizado pelos alunos do CMEC (Curso de Mestrado em Engenharia Civil – UFG).

3.2.3.2. Concreto do reforço

A execução do reforço dos pilares foi feita utilizando-se concreto auto-adensável. Os materiais para o prepara do mesmo foram fornecidos pela empresa Concreto Redimix do Brasil S.A.

Os materiais foram coletados junto à sede da concreteira pelos alunos do CMEC (Curso de Mestrado em Engenharia Civil – UFG) e entregues na sede do laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda, ambas em Goiânia. No laboratório, com a supervisão do engenheiro civil Denílson Pereira Rocha, responsável pela área de concreto, os materiais foram caracterizados, secos e armazenados em sacos em quantidades suficientes para fabricação conforme capacidade da betoneira do laboratório de estruturas do CMEC. Além do fornecimento dos materiais, a concreteira forneceu também o traço utilizado para obtenção de concreto com $f_{ck} = 30,0$ MPa. Dessa forma, no laboratório, o estudo de dosagem se concentrou na verificação do traço informado.



Figura 43 – Coleta de materiais no estoque da concreteira

Para o concreto auto-adensável foi utilizado o cimento do grupo InterCement, marca Cimpor, tipo CP-II – F-40 (cimento Portland composto com filer). Conforme fornecido pelo fabricante, o cimento possui massa específica igual a $3,04 \text{ g/cm}^3$, módulo de finura na peneira #200 igual a 0,29%, área específica Blaine igual a $4.119,8 \text{ cm}^2/\text{g}$, tempo de início e fim de pega iguais a 140,18 e 183,08 minutos, respectivamente, e resistência a compressão aos 28 dias igual a 39,42 MPa.

Foram utilizados dois tipos de agregados miúdos, a saber: areia natural, proveniente da região de Caiapó-GO, tipo quartzosa apresentando massa específica igual a $2,65 \text{ g/cm}^3$ módulo de finura igual a 1,15, índice de materiais pulverulentos igual 0,6% e dimensão máxima do agregado igual 0,6 mm, classificando a mesma como areia fina. E areia artificial lavada (pedra britada), proveniente da região de Goianira-GO, tipo granítica apresentando massa específica igual $2,68 \text{ g/cm}^3$, módulo de finura igual a 3,20, índice de materiais pulverulentos igual 4,50%, dimensão máxima do agregado igual 4,8 mm, classificando a mesma como areia média-grossa.

Foram utilizados agregados graúdos de pedra britada de origem granítica, com diâmetros diferentes, provenientes da região de Goianira-GO, O primeiro tipo teve dimensão máxima do agregado igual a 12,5 mm, classificando o mesmo como brita 0, massa específica igual a $2,67 \text{ g/cm}^3$, módulo de finura igual a 6,05% e índice de materiais pulverulentos igual 0,5%. O segundo tipo teve dimensão máxima do agregado igual a 25,0 mm, classificando o

mesmo como brita 1, massa específica igual a 2,68 g/cm³, módulo de finura igual a 7,10% e índice de materiais pulverulentos igual 0,4%.

O traço em massa do concreto utilizado na moldagem dos blocos foi igual a 1 : 2,05 ; 1,36 ; 1,14 ; 0,76 : 0,67 (cimento, areia natural, areia artificial, brita 0, brita 1 e relação água cimento – a/c).

Para atingir a fluidez e coesão necessárias para um concreto auto-adensável, ainda foram utilizados 0,6% de aditivo polifuncional, 0,4% de aditivo superplastificante e 6% de sílica ativa, ambos em relação ao consumo de cimento.

O aditivo polifuncional utilizado foi da marca Grace Brasil Ltda (Graceconstruction), tipo Tec-Mult 822. Possui massa específica variando entre 1,14 g/cm³ a 1,20 g/cm³. O valor adicionado ficou dentro do especificado pelo fabricante (0,4% a 1,0%).

O aditivo superplastificante utilizado foi da marca Sika Brasil Ltda, tipo ViscoCrete 6.500. Possui massa específica igual a 1,08 g/cm³. O valor adicionado ficou dentro do especificado pelo fabricante (0,3% a 0,65%) evitando-se assim os efeitos negativos de adição excedente (forte exsudação, segregação e retardo excessivo, podendo levar ao não endurecimento do concreto ou a perda de resistência do mesmo).

A sílica ativa utilizada foi da marca Camargo Corrêa S.A., tipo Silmix. Possui diâmetro médio igual a 0,2 µm e massa específica igual a 2,22 g/cm³.

3.2.3.3. Ensaios concreto no estado fresco

Para verificação das características do concreto no estado fresco, foram realizados os ensaios específicos para o concreto auto adensável: ensaio da caixa L (ABNT NBR 15823-4:2010), para determinação da habilidade passante, ensaio do cone de Abrams (ABNT NBR 15823-2:2010), para determinação do espalhamento e tempo de escoamento, ensaio do funil em V (ABNT NBR 15823-5:2010), para determinação da viscosidade. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 10, Tabela 11 e Tabela 12.



Figura 44 – Ensaio da caixa L



Figura 45 – Ensaio do Cone de Abrams



Figura 46 – Ensaio do Funil V

Tabela 10 – Resultados do ensaio de determinação da habilidade passante – Método da Caixa

L

Concretagem	H1 (mm)	H2 (mm)	HP = H1/H2	Classe de habilidade passante
Substrato	103	83	0,81	PL 2
Reforço	100	100	1	PL 2

H1: Altura que o concreto permanece no início da caixa L
H2: Altura que o concreto permanece na extremidade da caixa L
HP=H1/H2: Razão entre as alturas da superfície do concreto

Tabela 11 – Resultados do ensaio de espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrans

Concretagem	Média de espalhamento SF (mm)	Classe de espalhamento	Tempo de escoamento t500 (s)	Classe de viscosidade plástica aparente
Substrato	752	SF3	1,5	VS 1
Reforço	735	SF2	1,2	VS 1

Tabela 12 – Resultados do ensaio de determinação da viscosidade – Método do funil V

Concretagem	Tempo de escoamento T30s (s)	Tempo de escoamento T5min (s)	Classe de viscosidade plástica aparente
Substrato	9	11	VF 2
Reforço	4	8	VF 1

3.2.3.4. Ensaios concreto no estado endurecido

Para caracterização das propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido foram moldados corpos de provas e realizados os ensaios no laboratório de materiais de construção da EEC-UFG.

Para cada idade foram realizados ensaios de dois corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm, conforme prescrito na ABNT NBR 5738:2007, ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 7222:2011 e ABNT NBR 8522:2008 (referentes à moldagem e cura dos corpos de prova, resistência à compressão (f_c), resistência à tração por

compressão diametral (f_{ct}) e módulo de elasticidade longitudinal (E_c) do concreto, respectivamente).

Os corpos de prova do concreto do substrato foram ensaiados aos 3,7, 14, 21, 25, 28, 90 e 104 dias e do reforço aos 4, 7, 15, 20, 25 e 47 dias, para se traçar as curvas de tendência do comportamento do concreto à compressão e tração dos pilares. Com as curvas determina-se, com uma boa aproximação, as resistências do concreto no dia do ensaio de cada pilar.

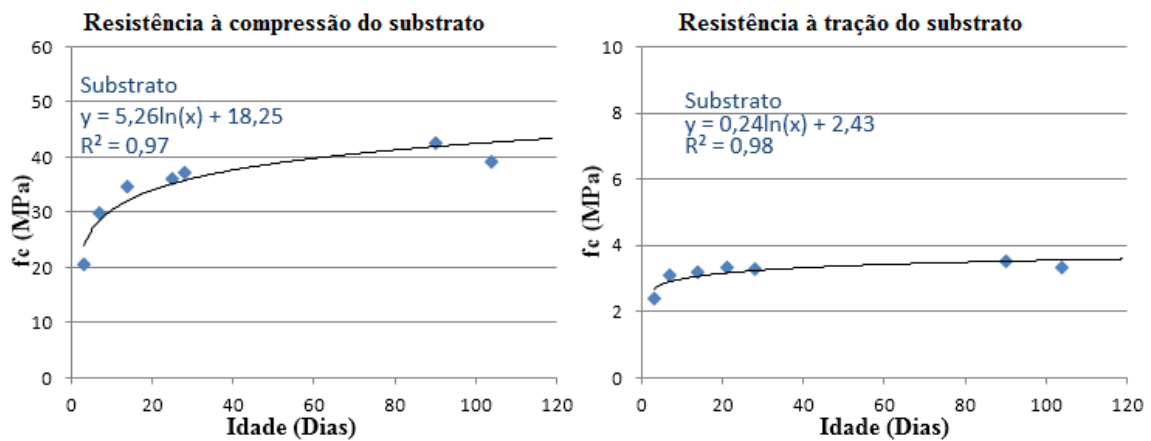


Figura 47 – Curvas resistência x tempo do concreto do substrato de todos os pilares

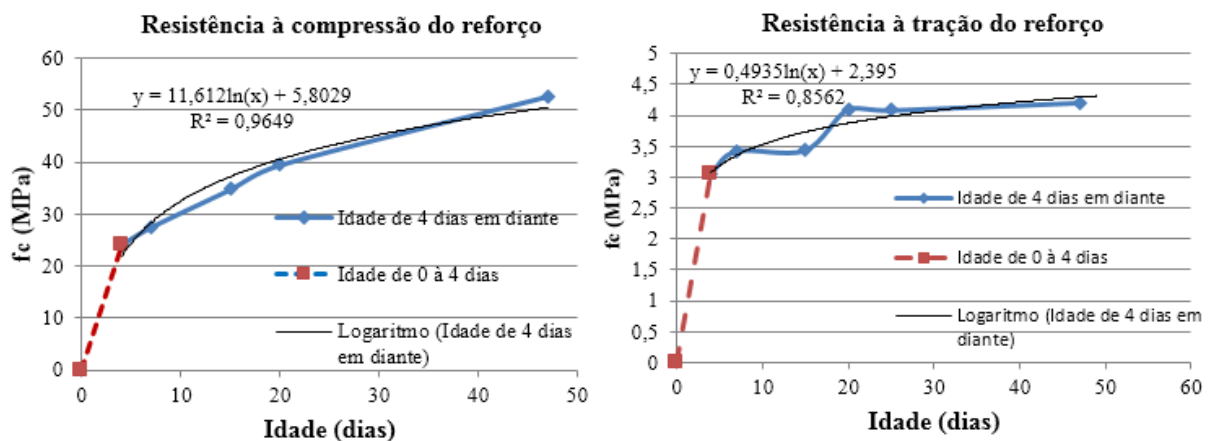


Figura 48 – Curva resistências x tempo do concreto do reforço dos pilares P1 e P2

Uma falha na dosagem da primeira concretagem ocasionou um concreto auto adensável de menor resistência, o mesmo foi lançado no reforço do pilar P3. A caracterização

deste concreto foi feita seguindo os mesmos procedimentos citados anteriormente e novas curvas de resistência geradas (Figura 49).

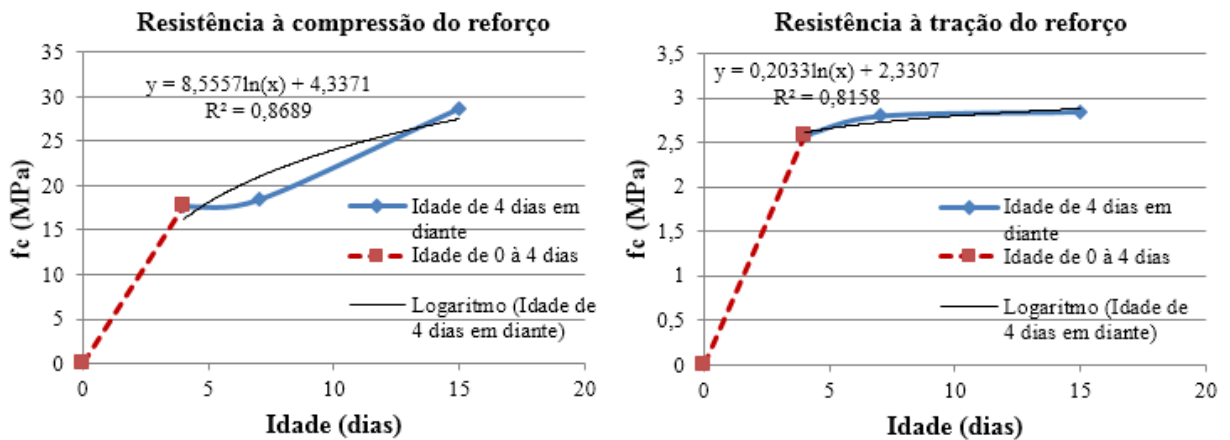


Figura 49 - Curva resistências x tempo do concreto do reforço do pilar P3

Tabela 13 – Resultados estimados de resistência à compressão do concreto no dia do ensaio

Nomenclatura	Idade (dias)		fc (MPa)	
	Substrato	Reforço	Substrato	Reforço
Pref	90	-	41,9	-
Pmon	80	-	41,3	-
P1	192	19	45,9	40,0
P2	191	18	45,9	39,4
P3	187	14	45,8	26,9

Para determinação do módulo de elasticidade à compressão, foram ensaiados dois corpos de prova aos 28 e 123 dias para o concreto do substrato e aos 25 dias do concreto do reforço, obtendo 31,4 GPa e 31,2 GPa, respectivamente.

3.2.4. Chumbadores (conectores)

3.2.4.1. Características gerais

Para solidarização do concreto do reforço com o substrato, foram utilizados parafusos chumbadores tipo PBA de 5/16" x 3 1/4" – C/P da ÂNCORA SISTEMAS DE FIXAÇÃO.

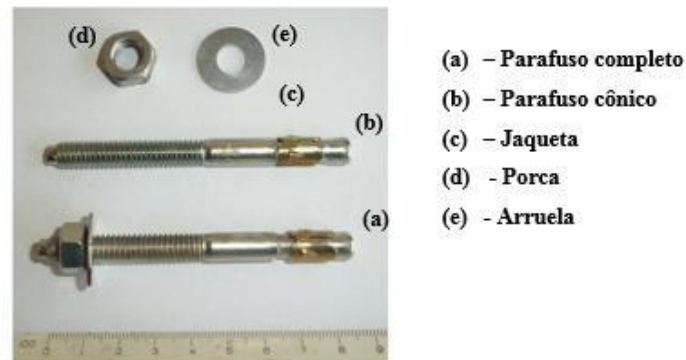


Figura 50 – Detalhe do parafuso chumbador modelo PBA 5/16" x 3 1/4" – C/P (VIRGENS, 2015)

Tabela 14 – Propriedades mecânicas e geométricas dos parafusos chumbadores da Âncora Sistemas de Fixação

Nomenclatura	Comprimento do chumbador (mm)	Diâmetro do chumbador (mm)	Profundidade de Mínima do Furo (mm)	C. A. M. no concreto (kgf)	Torque de aperto (kgf.m)	Espessura máxima a ser fixada (mm)
PBA 5/16X3.1/4-CP	82,6	7,9 (5/16 ")	40	1430	1,8	33

C. A. M: carga de arrancamento média;
 Diâmetro da rosca: 7,9 mm (5/16 pol);
 O modelo PBA 5/16X3.1/4-CP não possui jaqueta/prolongador
 Fonte: Catálogo técnico Âncora Sistemas de Fixação

A locação e detalhamento dos chumbadores, seguiram as mesmas características empregadas nos pilares da série PPBA-150-34, de Virgens (2015). O posicionamento e detalhes executivos podem ser verificados nas Figura 31, Figura 32 e Figura 33.

3.2.4.2.

Procedimentos para fixação dos chumbadores

A fixação dos chumbadores inicia-se com a marcação da posição dos estribos do pilar, por meio da fita plástica adesiva (Figura 36), após esta marcação utilizando um gabarito (Figura 51), todas as posições dos chumbadores são marcadas na superfície à ser reforçada (Figura 52).



Figura 51 – Marcação dos estribos e detalhe do gabarito



Figura 52 - Marcação da posição dos chumbadores

Após a marcação das posições, os furos são executados utilizando furadeira e broca específica para concreto com diâmetro de 10 mm, para não exceder a profundidade de 70 mm do furo, suficiente para o bom funcionamento do chumbador (Figura 53).

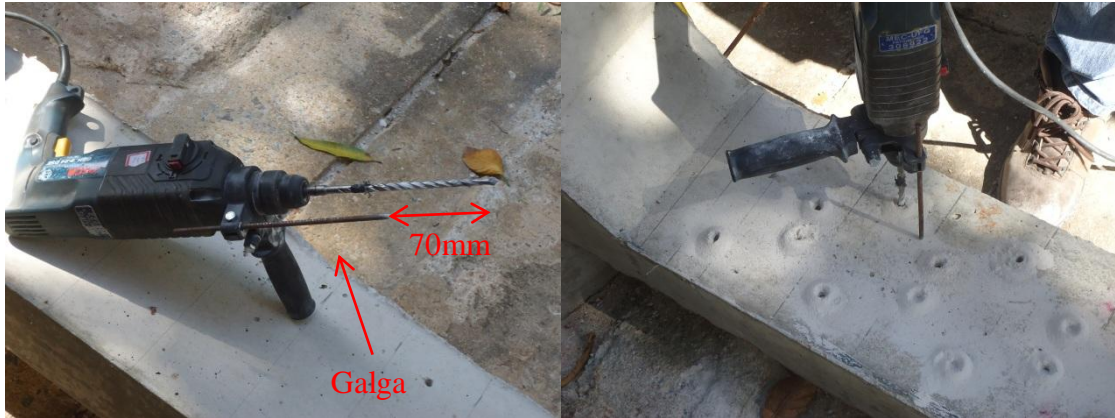


Figura 53 – Detalhe da furadeira utilizada e execução dos furos

Após a execução dos furos é feita a preparação da superfície do substrato realizando uma escarificação por meio de equipamento de perfusão de água de alta pressão (hidrodemolidora), trabalhando com uma pressão de 320 psi (Figura 54).



Figura 54 – Escarificação da superfície à ser reforçada (substrato)



Figura 55 – Superfície escarificada e superfície sem escarificação

Com a superfície escarificada, a próxima etapa é a limpeza dos furos por meio de um compressor de ar e a fixação de todos os chumbadores, utilizando chave, marreta e galga, indicadas na Figura 56.



Figura 56 – Ferramentas utilizadas para fixação dos chumbadores

Utilizando a marreta o parafuso chumbador foi introduzido no furo, em seguida por meio de uma chave com boca de 13 mm, a porca foi apertada até que a parte exposta do chumbador atingisse a galga de 15 mm (Figura 56). Após esta fixação as porcas e arruelas são retiradas, exceto para o pilar P3, que as mesmas são mantidas.



c) Colocação

b) Aperto



a) Verificação da altura dos chumbadores

Figura 57 – Procedimentos para fixação dos chumbadores

3.2.5. Concretagem do reforço

Com as etapas de fixação dos chumbadores e montagem de formas concluídas, a concretagem do reforço é executada.

A concretagem do reforço, referente à concretagem dos blocos, foi executada no dia 04 de julho de 2013, iniciando às 11:30 hs e concluindo às 17:15 hs. Como o aglomerante e os agregados já haviam sido pesados e separados no laboratório, os mesmos foram colocados na betoneira respeitando a seguinte ordem: parte da água, agregados graúdos, agregados miúdos, aglomerantes, sílica ativa, o restante da água, aditivo polifuncional e aditivo superplastificante.

Assim que finalizado o processo de mistura, foram feitos os ensaios das propriedades do concreto no estado fresco. Após a aferição e aprovação dessas propriedades, iniciou-se o lançamento do concreto, com a utilização de carrinho de mão, balde, colher de pedreiro, régua e desempenadeira para acabamento da superfície. Como o concreto foi auto-adensável, não se fez necessária utilização de vibrador mecânico.

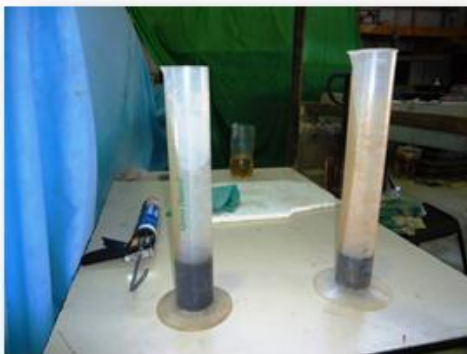
Após a concretagem, iniciaram-se os procedimentos para a cura dos modelos. Durante os sete primeiros dias, a cura se deu por meio de aspersão de água associado à colocação de lona plástica sobre os mesmos, objetivando uma cura úmida com as peças ainda nas formas. A desforma das peças ocorreu no dia 08 de julho de 2013.



a) Aglomerante e agregados



b) Betoneira utilizada



c) Medição dos aditivos



c) Processo de mistura do concreto

Figura 58 - Processo de fabricação do concreto



Figura 59 – Espalhamento do concreto e acabamento inicial



Figura 60 – Moldagem dos corpos de prova e acabamento final do concreto

3.2.6. Instrumentação

3.2.6.1. Medição das deformações (aço e concreto)

Para medir as deformações das barras de aço da armadura longitudinal do substrato e da “armadura de pele” do reforço, foram colados respectivamente oito e dez extensômetros elétricos de resistência (EER), do tipo PA-06-250BA-120-L, logo após a conclusão da

montagem das armaduras. Foram colados quatro EER na face mais comprimida do concreto do reforço, do tipo PA-06-201BA-120-L, executados na data de execução dos ensaios dos respectivos pilares, ver

Figura 61. Todos os EER são da marca EXCEL. A leitura das deformações dos extensômetros foi realizada por meio do equipamento de coleta de dados *AGILENT BenchLink Data Logger* Modelo 34970^a. Os extensômetros colados nas barras de aço da armadura longitudinal e na face mais comprimida do concreto do reforço estão localizados na região central do pilar.

A colagem de extensômetros seguiu as seguintes etapas de execução: ligação dos fios do extensômetro com os fios que ligam ao aparelho de coleta de dados, por meio de solda à base de estanho; desbaste das nervuras das barras de aço, nos locais onde os mesmos seriam colados, com utilização de um esmeril; regularização da superfície com uso de lixa nº 200; limpeza da superfície com álcool isopropílico, condicionador e neutralizador, sendo estes produtos da marca EXCEL; colagem dos extensômetros com cola à base de cianoacrilato (Super Bonder); isolamento com uso de fita isolante, de maneira a evitar o contato dos terminais com as barras de aço; proteção mecânica dos extensômetros, com uso de fita de alta fusão, durante as etapas que antecedem a concretagem e por último, organização dos fios e proteção dos mesmos para facilitar o manuseio da peça (ver Figura 62).

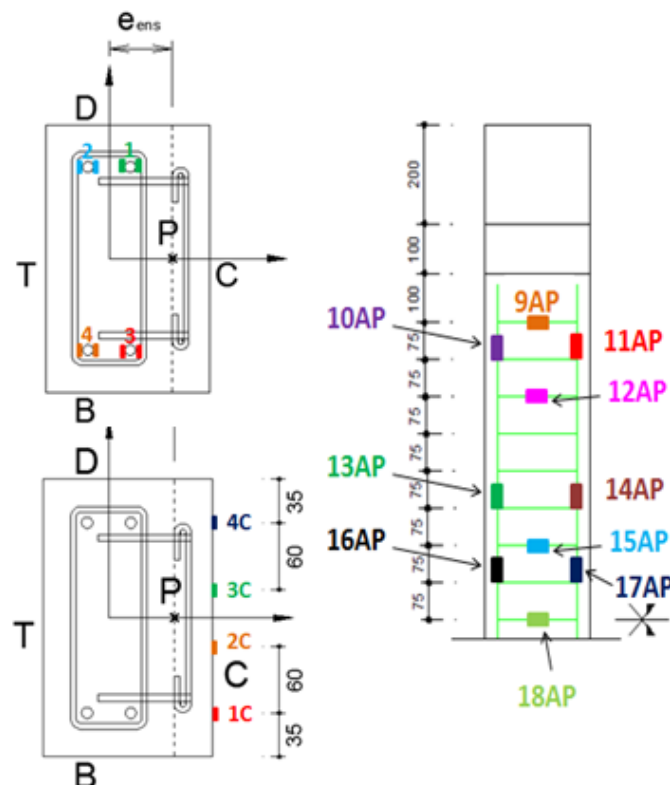


Figura 61 – Posição dos extensômetros no aço e concreto



Figura 62 – Colagem de extensômetros na armadura



Figura 63 – Colagem de extensômetros no concreto

3.2.6.2. Medição dos deslocamentos

Para medição dos deslocamentos horizontais e verticais dos pilares, foram posicionados nove relógios comparadores, da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm, nomeados R1 à R9. Os relógios foram instalados com auxílio da base magnética do mesmo, fixados em uma estrutura metálica de apoio e o cursor sobre chapas metálicas coladas no pilar conforme posições indicadas na Figura 64.

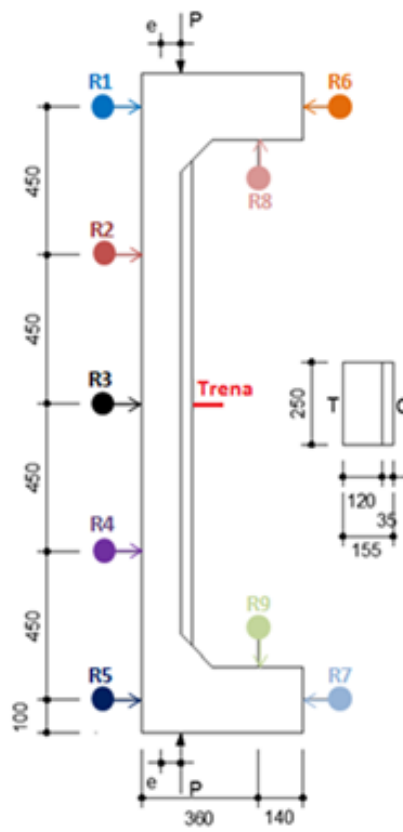


Figura 64 – Posição dos relógios comparadores



Figura 65 – Posicionamento do relógio

3.2.7. Ensaio dos pilares

Os pilares tinham 2 m de altura e dois consoles cuja finalidade foi permitir que a carga fosse aplicada excentricamente à seção central. A seção central representa a região de interesse da análise. O reforço dos consoles serviu apenas para garantir que a ruptura ocorresse na seção central. Os ensaios foram realizados no laboratório de estruturas da Universidade Federal de Goiás. O carregamento foi por meio de um atuador hidráulico, da marca Yelow Power, com capacidade nominal de 1500 kN, acionado manualmente. O atuador foi posicionado na parte inferior do pilar. Para controle do carregamento aplicado, foi posicionada uma célula de carga com capacidade de leitura de carga de 1500 kN, da marca Kratos, na cabeça do pilar (Figura 66). O carregamento foi aplicado considerando passos de carga de 100 kN, monitorados através do visor da célula de carga, coincidindo com a leitura de todos os instrumentos.

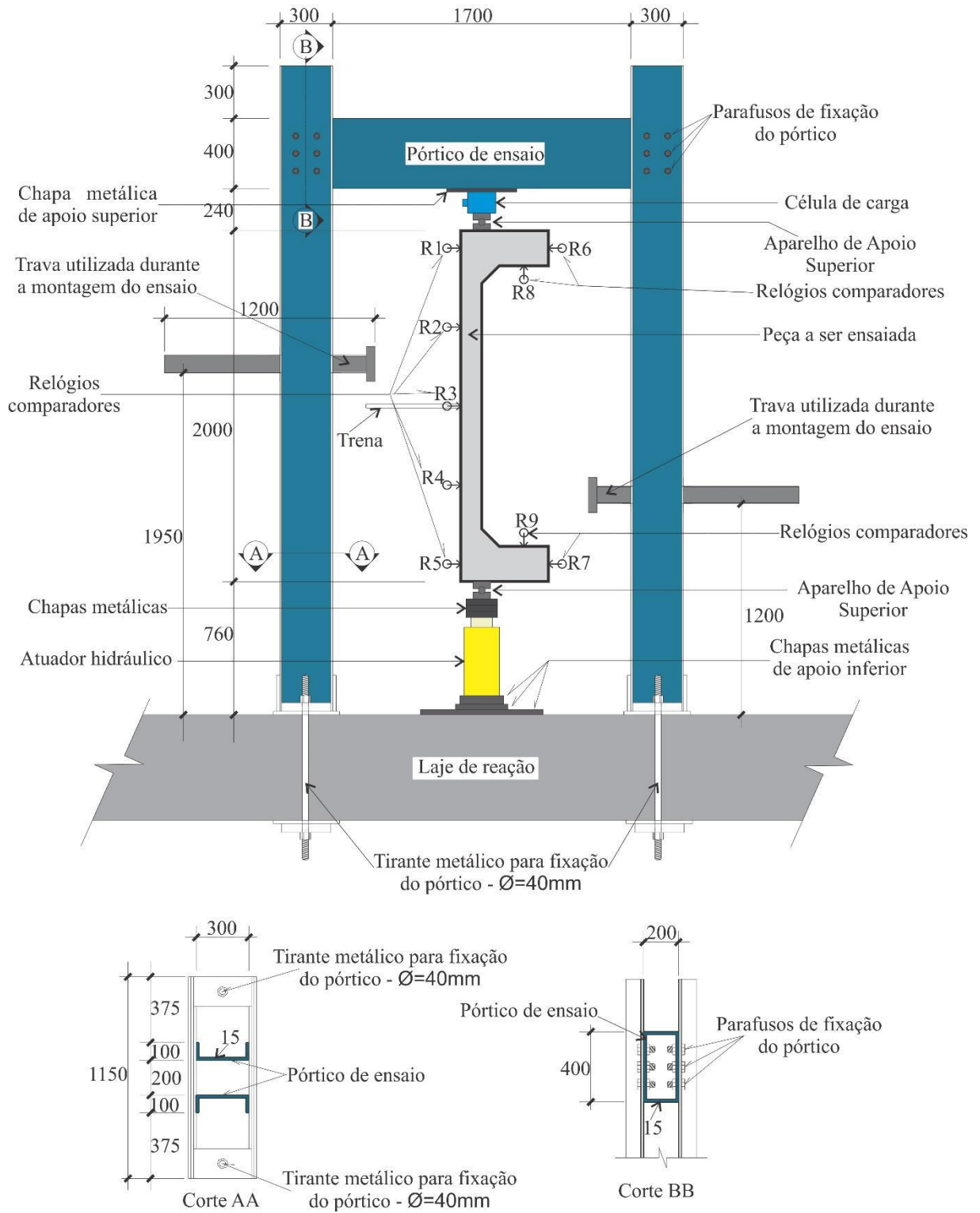


Figura 66 – Detalhamento do esquema de ensaio (VIRGENS, 2015)

CAPÍTULO 4 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA

4.1. INTRODUÇÃO

A análise pelo método dos elementos finitos pode ser usada para modelar numericamente o comportamento de estruturas de concreto armado para confirmar os cálculos teóricos de dimensionamento ou verificação, bem como para proporcionar comparação a resultados experimentais.

O método dos elementos finitos, de utilização corrente em engenharia de estruturas, determina o comportamento da estrutura dividindo-a em um número finito de elementos, cada qual tendo bem definidas as propriedades físicas e mecânicas. A modelagem por elementos finitos do complexo comportamento do concreto armado é tarefa desafiadora para engenheiros civis. Requer necessariamente simplificações da realidade e diversas estratégias de modelagem podem ser adotadas, desde considerações geométricas (armaduras como elementos uma dimensão) e a escolha dos modelos constitutivos dos materiais até a modelagem da propagação de fissuras distribuídas ou discretas. Entre as dificuldades inerentes ao processo de modelagem computacional está à obtenção das propriedades relacionadas ao modelo constitutivo adotado e a configuração dos parâmetros relacionados aos métodos numéricos e tolerâncias das aproximações.

Com objetivo de entender melhor o comportamento estrutural dos pilares ensaiados foi feita uma simulação numérica dos pilares de referência (Pref), monolítico (Pmon), P1 e P2. Na simulação foi utilizado o programa ANSYS® (ANalyser SYStem) que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), levando em consideração a não linearidade física e geométrica dos materiais e fissuração dos pilares.

A simulação numérica foi iniciada criando os volumes dos modelos por meio do AutoCad® e exportando do mesmo, os desenhos em extensão .sat, em seguida importadas para o ANSYS®. Posteriormente, por meio do Programa de Simulação Numérica da empresa Eletrobrás Furnas, com a orientação do Engº Civil Flávio Mamede P. Gomes, os estudos passaram a ser feitos considerando-se a criação de códigos de programação, por meio do ANSYS Parametric Design Language (APDL). Os Scripts das simulações geradas nos estudos encontram-se nos anexos A, B, C e D deste trabalho.

Considerando a simetria dos modelos, com objetivo de redução tempo de modelagem e de processamento dos mesmos, apenas $\frac{1}{4}$ do elemento estrutural foi simulado.

4.2. ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA MODELAGEM

O elemento finito de concreto propriamente dito é chamado de SOLID65, cujas propriedades e funcionalidades são:

- definido por oito nós com três graus de liberdade cada, que são as translações nas direções x, y e z;
- capaz de reproduzir o comportamento de fissuração na tração (em três direções ortogonais) e esmagamento na compressão, para valores de tensão acima do respectivo valor limite;
- capaz de reproduzir comportamento de deformação plástica e fluência.

O elemento finito utilizado para modelagem dos elementos das barras de aço da armadura foi o LINK180, cujas propriedades são:

- definido por dois nós, que possuem três graus de liberdade cada, correspondentes às translações nas direções x, y e z;
- reproduz o comportamento de deformações elástico-plásticas, escoamento à tração e tensão-compressão uniaxial.

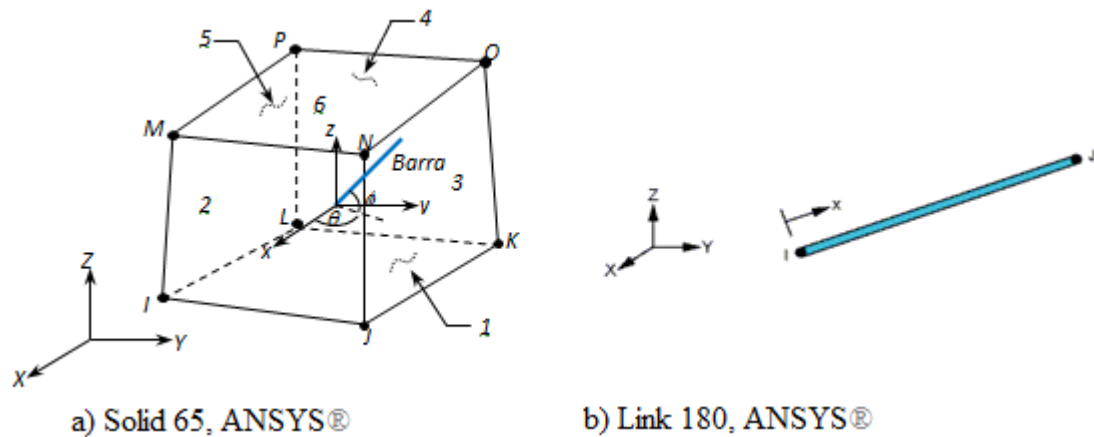


Figura 67 – Elementos finitos utilizados na modelagem (Fonte: Manual de utilização do ANSYS ®)

Sobre as armaduras é assumido que a área de seção transversal da barra é pequena em comparação ao comprimento. A torção, flexão, cisalhamento e rigidez transversal (todos presentes em elementos de viga) são ignorados em elementos de barra. O ANSYS ® considera apenas a rigidez axial e assume uma ligação perfeita entre as barras de reforço e do elemento sólido. O movimento relativo entre estes dois componentes não é permitida, por isso, o movimento das barras de reforço é determinado exclusivamente pelo movimento do elemento sólido. Com base nesta simplificação, o ANSYS ® adota os mesmos nós e conectividade de um elemento de reforço e seu elemento sólido.

A presença de fissura em um ponto de integração é representada através da modificação das relações tensão-deformação pela introdução de um "plano de fraqueza" na direção normal ao plano de fissura. Também um coeficiente de transferência de cisalhamento é introduzido para representar um fator de redução para os carregamentos subsequentes que provocam deslizamento entre as faces da fissura.

4.3. PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

Na compressão, a curva tensão *versus* deformação do concreto é elástica e linear até aproximadamente 30% da força última de compressão. Após esse ponto, o concreto perde rigidez e segue ganhando resistência até a força de ruptura. Depois disso, não há aumento da

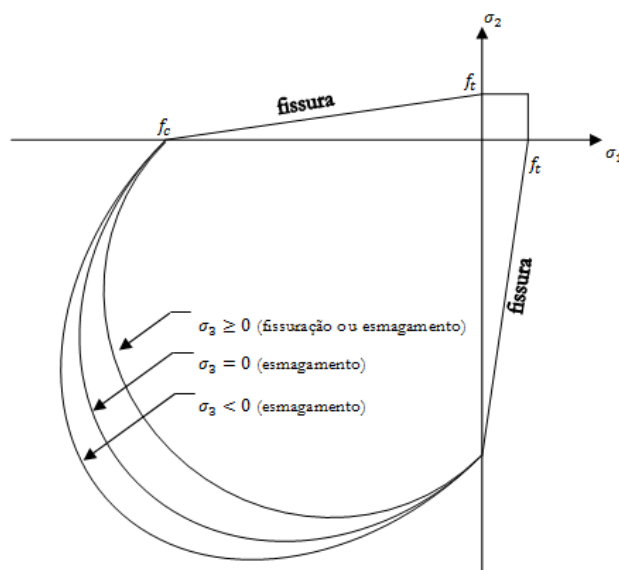
resistência sofrendo amolecimento. Na tração, a curva tensão *versus* deformação do concreto é aproximadamente elástica e linear até a tensão de tração máxima. Após esse ponto, o concreto fissa e sua resistência é nula (DELALIBERA, 2006).

Os parâmetros de entradas utilizados no elemento Solid 65 são: módulo de elasticidade do concreto (E_c), resistência última de compressão e tração do concreto (f_c e f_t), obtidos dos resultados experimentais, coeficiente de Poisson do concreto (ν) e o coeficiente de transferência de cisalhamento, tanto para fissuras abertas, quanto para fissuras fechadas.

O coeficiente de Poisson do concreto (ν) adotado foi de 0,2 e os coeficientes de transferência de cisalhamento adotado foi de 1, tanto para fissuras abertas quanto para fechadas.

Foi utilizado como critério de plastificação do concreto o de Von Mises. Para determinação desta superfície de ruptura ou falha, fez-se necessário apenas dois parâmetros, resistência à compressão e tração últimas do concreto.

O elemento Solid 65 permite que o fenômeno tension stiffening, que nada mais é, do que a rigidez residual do material entre fissuras seja considerada. Incorporam-se também ao modelo elementos de armadura, adequados para modelagem de estrutura de concreto armado. Em todas as análises numéricas o tension stiffening foi implementado (DELALIBERA,2006).



Onde:

- f_c : resistência à compressão do concreto;
- f_t : resistência à tração do concreto;
- σ_1 : tensão na direção x, no ponto em questão;
- σ_2 : tensão na direção y, no ponto em questão;
- σ_3 : tensão na direção z, no ponto em questão.

Figura 68 – Superfície de ruptura no espaço das tensões principais (aprox. biaxial)

Os parâmetros de entradas utilizados no elemento link 180 são: módulo de elasticidade do aço (E_s), coeficiente de Poisson do aço (ν), tensão de escoamento do aço e área da seção transversal das respectivas barras de aço empregadas (armadura longitudinal, estribos e “armadura de pele”).

Foi considerado um comportamento elastoplástico perfeito para os elementos de aço, com módulo de elasticidade do aço (E_s) de 210 GPa, coeficiente de Poisson (ν) de 0,3 e a tensão de escoamento de 500 MPa.

4.4. CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Os ensaios experimentais foram realizados considerando a aplicação de força na parte inferior do pilar, com uma excentricidade, já na simulação numérica a aplicação da carga ocorreu diretamente nos nós do topo do pilar, por meio de incrementos correspondentes aos passos de carga do ensaio experimental.

Como o objetivo deste trabalho é a análise dos resultados (deformação e deslocamentos) na região central dos modelos, foi desconsiderada a ruptura na “cabeça” dos pilares simulados. Com isso, o processamento não será interrompido caso haja alguma concentração de tensões nesta região.

Nos apoios foram consideradas restrições horizontais (eixo x) e verticais (eixo y), e permitido a translação (eixo z) no centro da chapa metálica de aplicação da carga, simulando dessa forma o apoio em chapa metálica sobre o rolete (apoio do segundo gênero), utilizados nos ensaios experimentais.

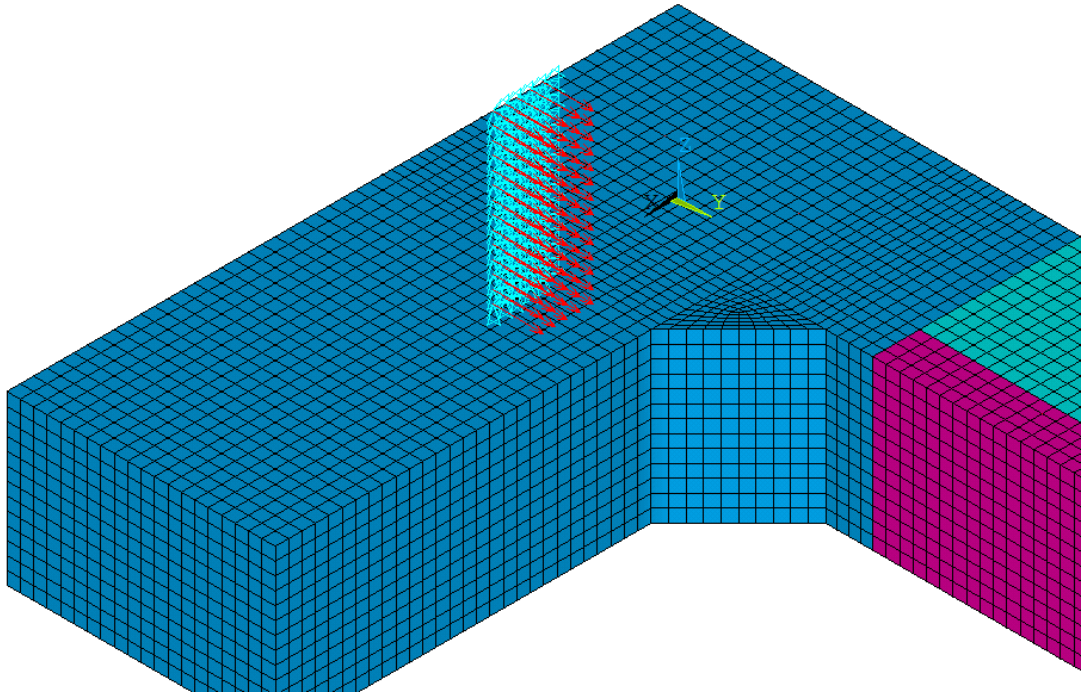


Figura 69 – Restrições de apoio e carregamento

4.5. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Como o cobrimento da armadura utilizada nos modelos experimentais foi de 2,5 cm e levando em consideração o diâmetro da armadura longitudinal de 10 mm, a distância do eixo da barra longitudinal, até a face do concreto é de 3 cm, com isso foi adotado elemento finito de 1 cm, ou seja, a discretização do concreto foi feita em prismas com lados de 1 cm e a armadura em elementos de barras com comprimento de 1 cm. Considerando esta dimensão para discretização da malha, facilitou-se a construção dos modelos.

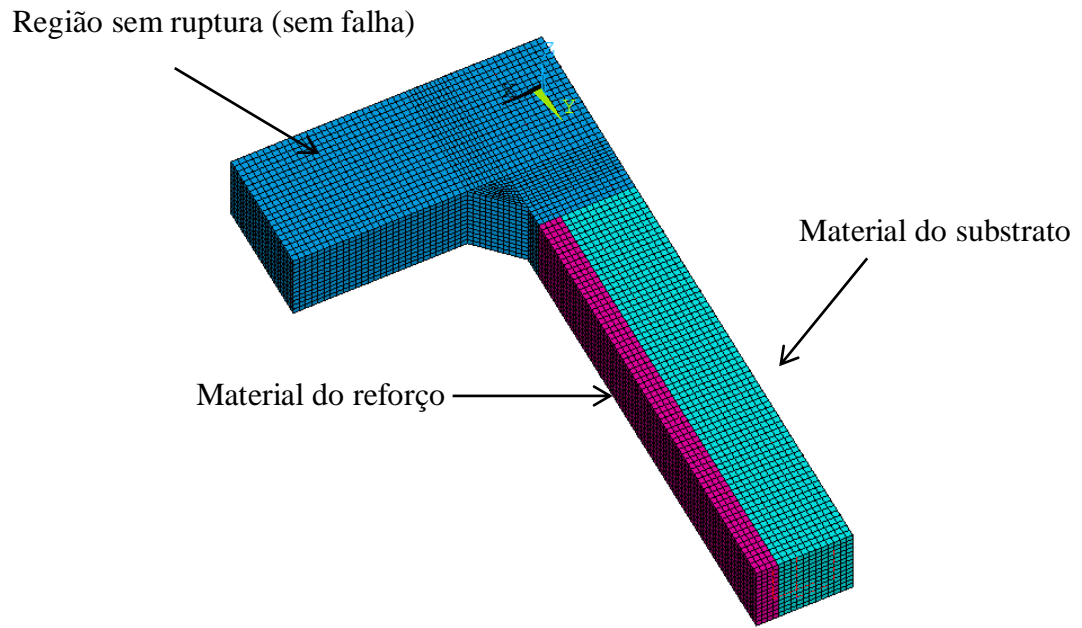


Figura 70 – Esquema de elementos (pilares reforçados)

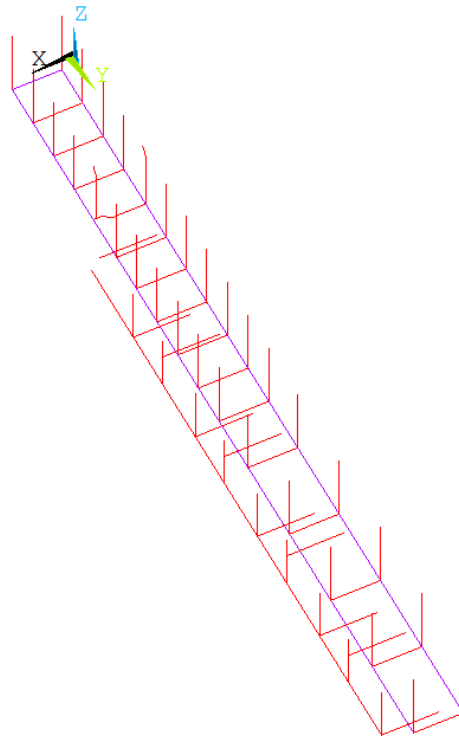


Figura 71 – Armadura discretizada (pilar reforçado P1)

CAPÍTULO 5– APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1.1. Deslocamentos horizontais e verticais

Para medir os deslocamentos horizontais e verticais foram instalados nove relógios comparadores digitais, da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm, denominados R1 à R9.

Os relógios comparadores foram removidos antes da ruptura dos pilares para não serem danificados; após a retirada dos relógios comparadores a leitura dos deslocamentos na posição do relógio R3, continuou sendo efetuada pelo monitoramento, à olho nu, através do deslocamento de uma trena, com escala milimétrica, devidamente fixada ao pilar. Da Figura 72 a Figura 76 são apresentados os deslocamentos de todos os pilares, bem como os principais resultados experimentais obtidos, como: P_u (carga última de ruptura), $P_{ret,rel}$ (carga de retirada dos relógios). O critério para retirada dos relógios foi o monitoramento da carga aplicada, comparada com a carga de retirada de dos relógios no trabalho de Virgens (2015), pois os modelos tinham capacidade portante semelhante à dos modelos estudados pelo mesmo.

Os maiores deslocamentos foram verificados pela trena e pelo relógio comparador R3, posicionados na região central da face T do pilar. Os relógios comparadores R2 e R4, posicionados simetricamente, em relação ao eixo médio, apresentaram deslocamentos semelhantes, sendo o relógio R4, posicionado mais próximo do consolo inferior, onde se localizava o macaco hidráulico, apresentando leitura ligeiramente maior que o relógio R2. Os relógios R6 à R8 foram posicionados no consolo superior para verificação do comportamento quanto à rotação, verificada indiretamente em função dos deslocamentos verticais e horizontais. Foi observado que os relógios posicionados no consolo inferior (R7 e R9), onde estava posicionado o macaco hidráulico, apresentaram deslocamentos superiores àqueles apresentados pelos relógios localizados no consolo superior (R6 e R8), próximos da viga do pórtico de reação. Uma possível causa para isso é que a carga foi aplicada no apoio inferior, onde foi posicionado o atuador hidráulico, gerando maior fluxo de tensão na região do consolo inferior.

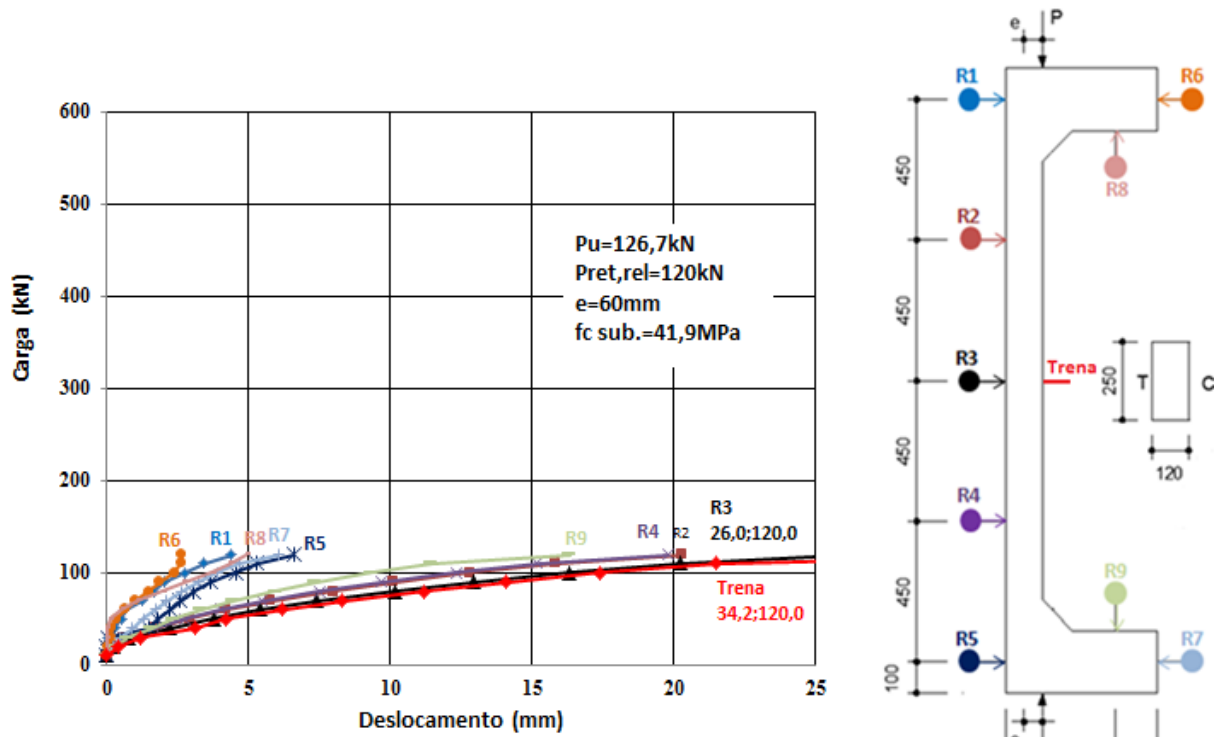


Figura 72 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar de Referência

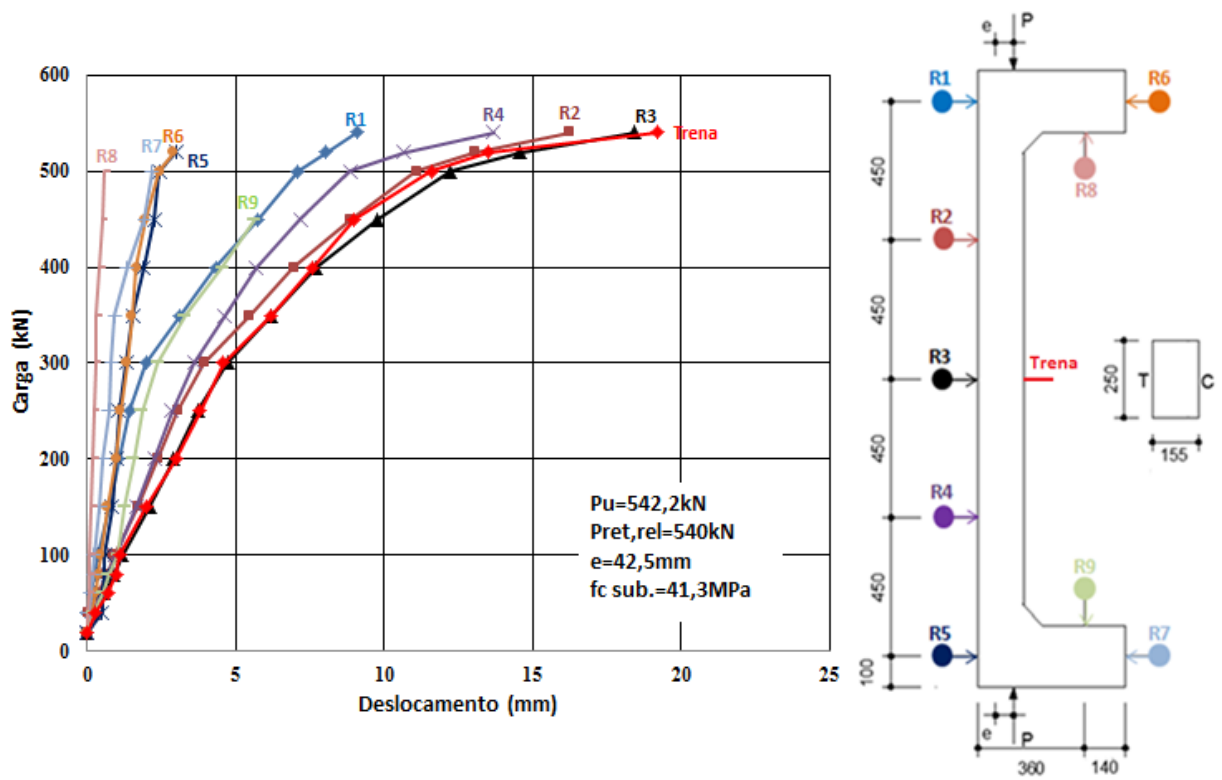


Figura 73 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar Monolítico

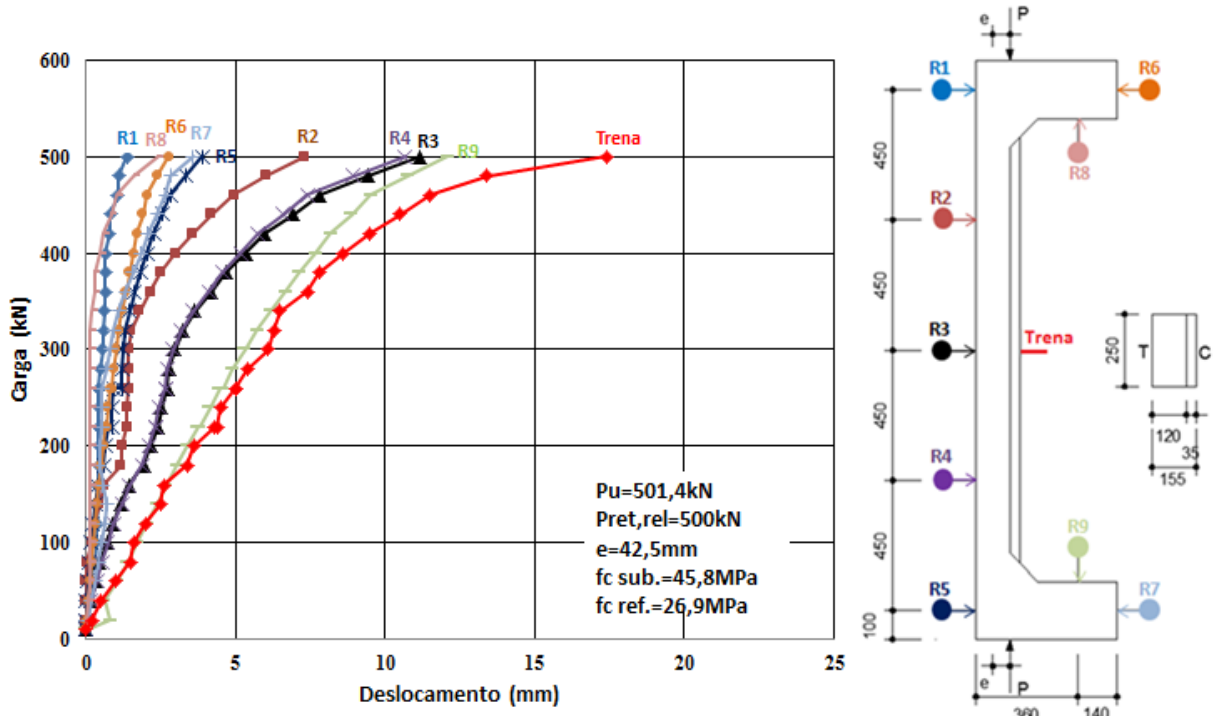


Figura 74 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar P6-150-34-AP75-CP (P3)

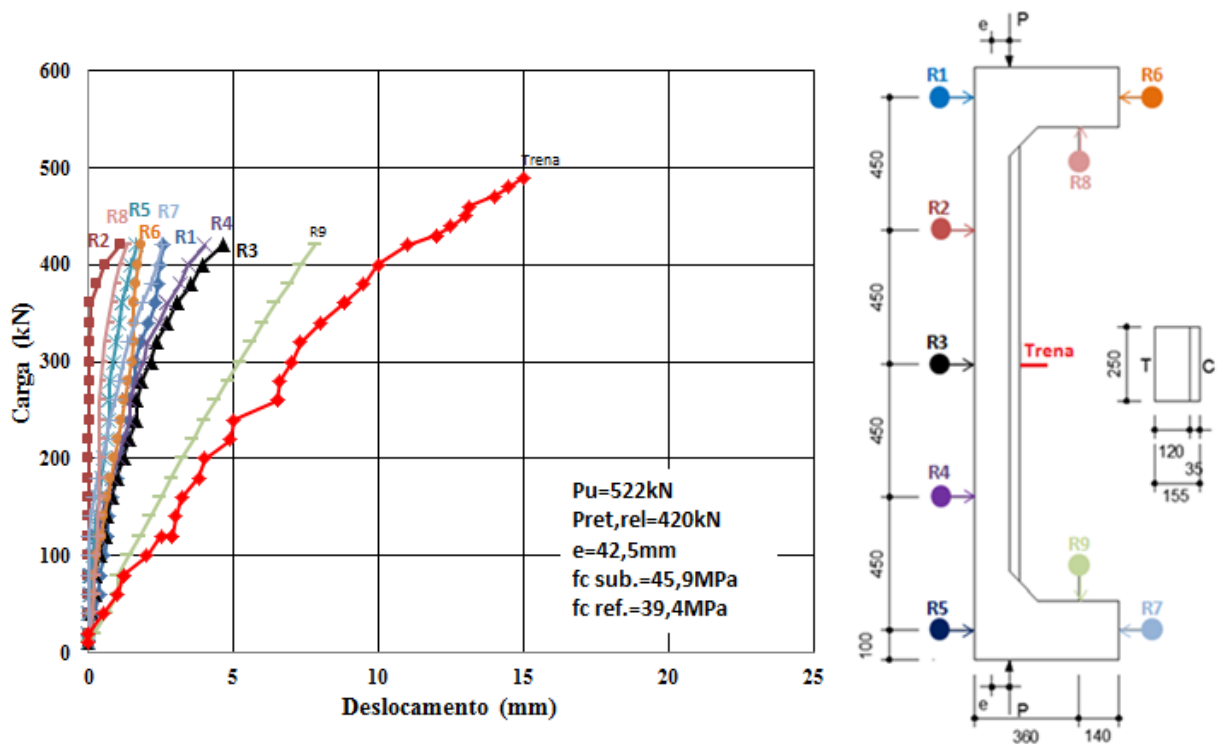


Figura 75 – Diagrama carga x deslocamento do Pilar P6-150-34-AP75-SP (P2)

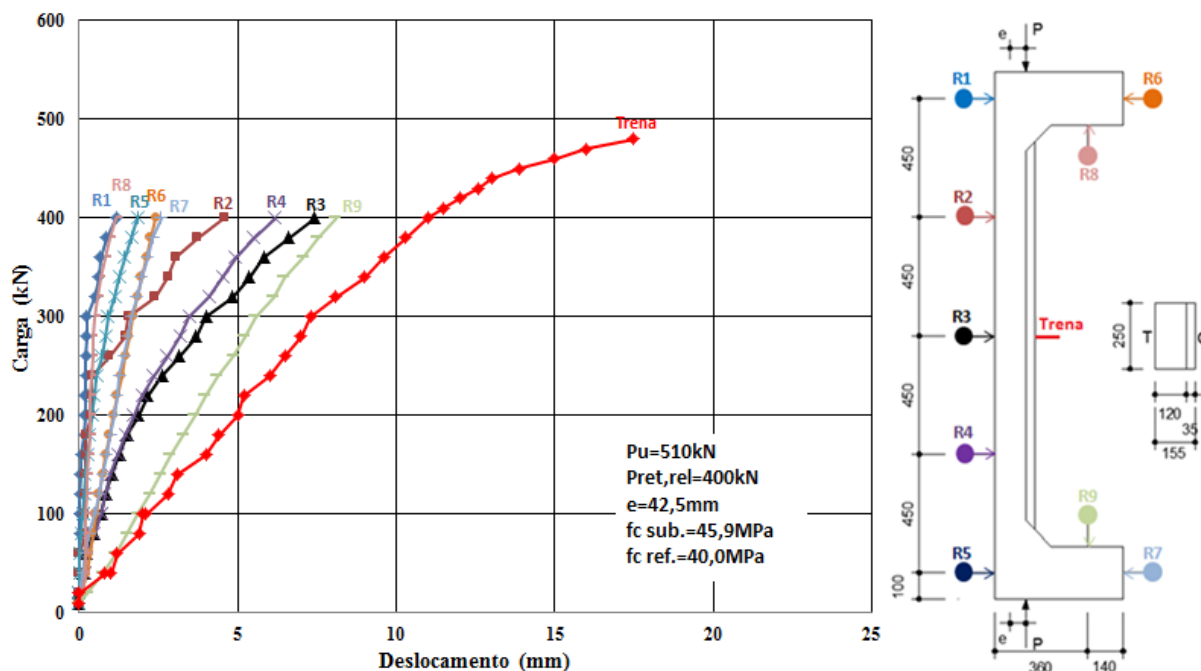


Figura 76 – Diagrama carga x deslocamento do pilar P6-150-34-AP150-SP (P1)

5.1.2. Deformações nas armaduras

Da Figura 77 a Figura 81 são apresentadas as deformações das armaduras do substrato em função do carregamento aplicado de todos os modelos ensaiados. Nos gráficos está indicado também o limite de escoamento das barras de aço, obtidos da caracterização das mesmas, indicados na Tabela 9. As deformações dos extensômetros que apresentaram problemas, ou não forneceram dados corretos na coleta de dados, foram retirados e não estão indicados nos gráficos no item em questão.

O pilar de referência (Pref) apresentou as maiores deformações na região tracionada, comparando com os demais pilares. As curvas de deformações dos extensômetros 5 e 7, excederam a deformação de escoamento, para um carregamento da ordem de 75 % da carga de ruptura.

No pilar monolítico (Pmon), não foi possível verificar deformação na armadura mais tracionada, que ultrapasse a de escoamento, apenas uma tendência para a mesma.

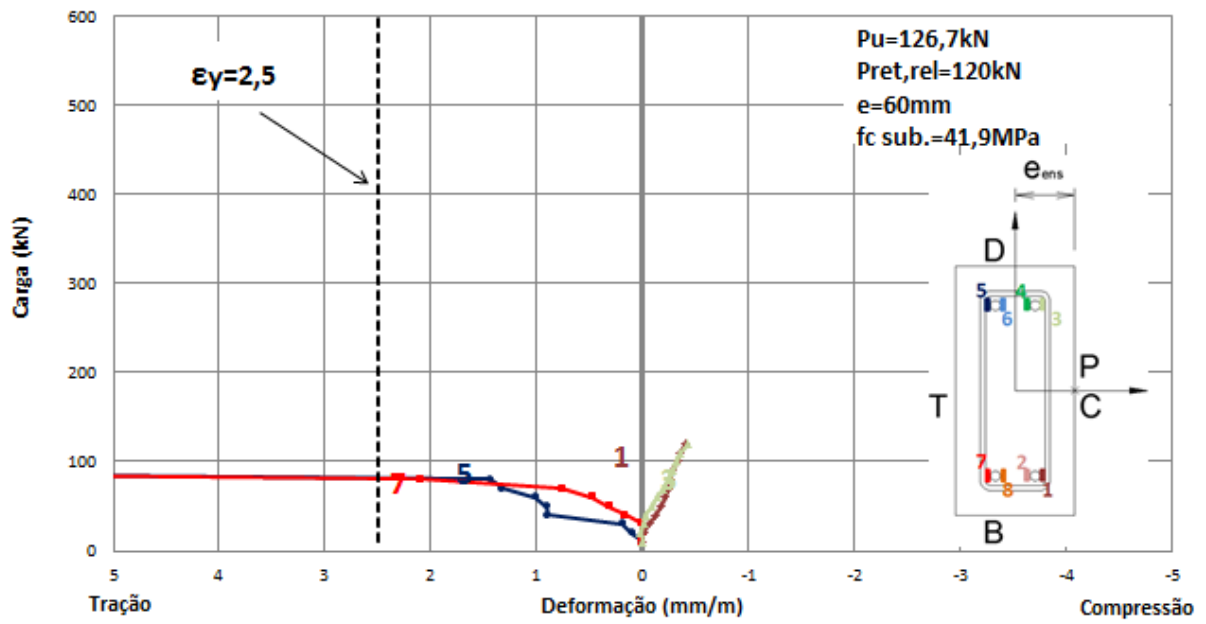


Figura 77 - Diagrama carga x deformação armadura longitudinal Pilar de Referência Pref

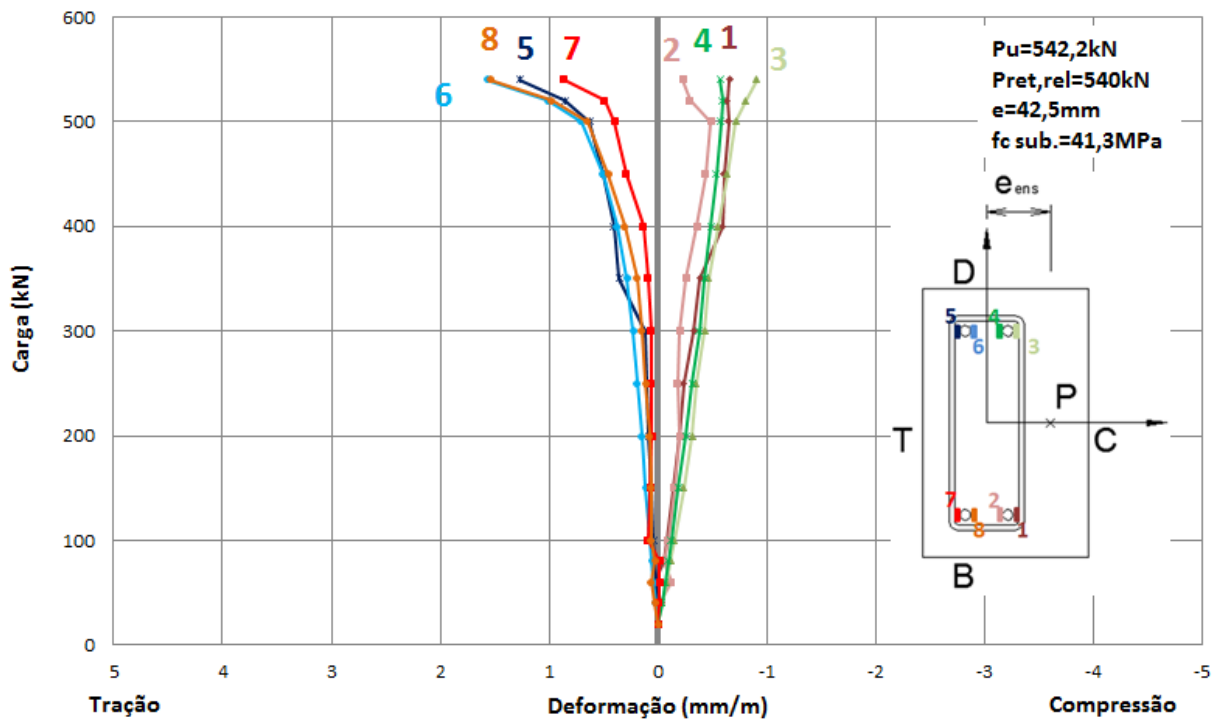


Figura 78 - Diagrama carga x deformação armadura longitudinal Pilar Monolítico Pmon

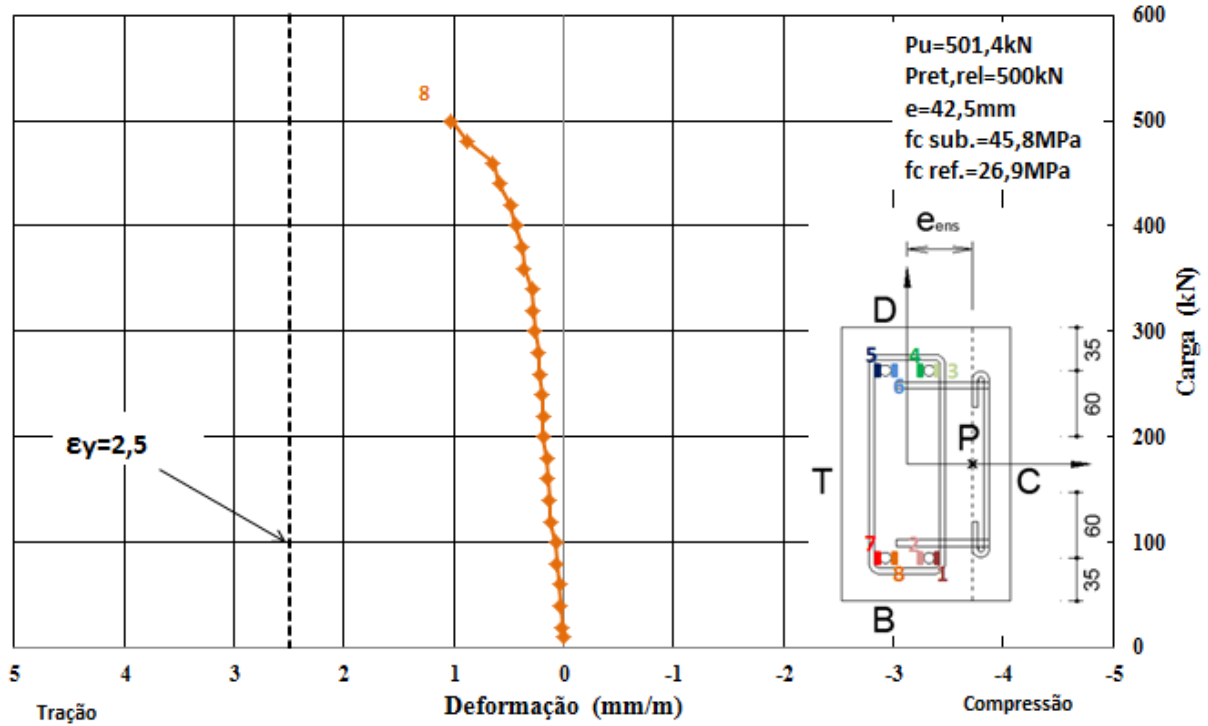


Figura 79 - Diagrama carga x deformação armadura long. Pilar P6-150-34-AP75-CP (P3)

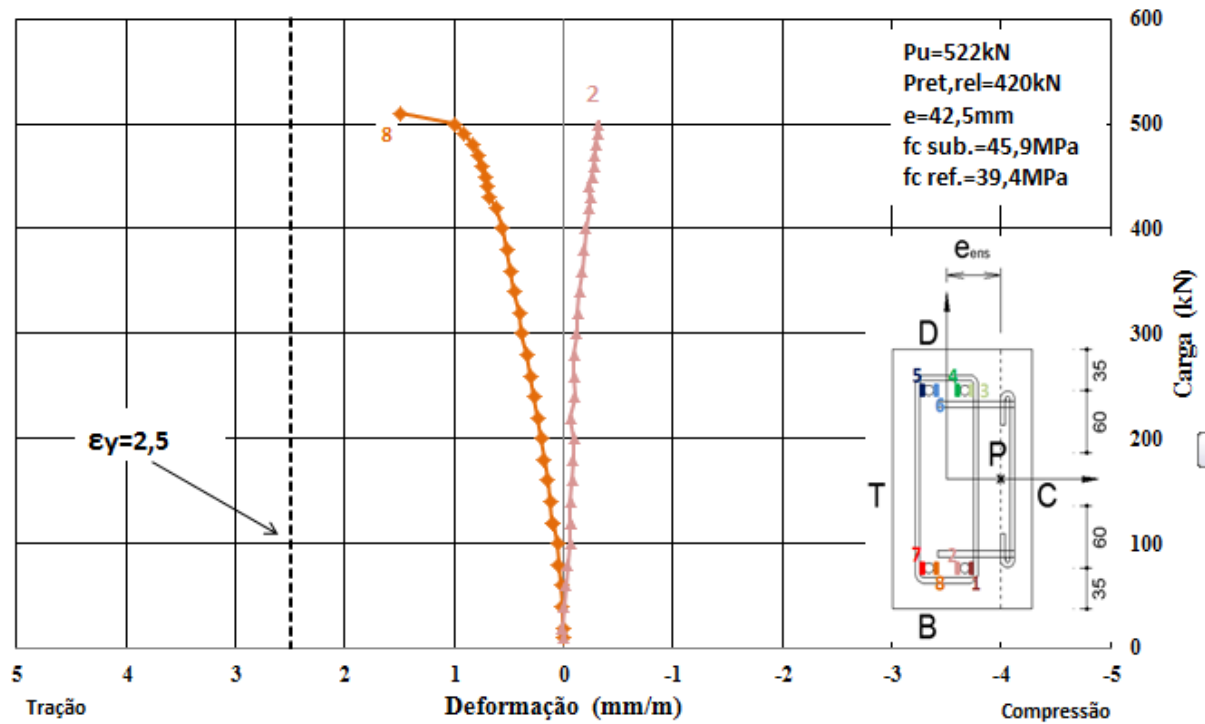


Figura 80 - Diagrama carga x deformação armadura long. Pilar P6-150-34-AP75-SP (P2)

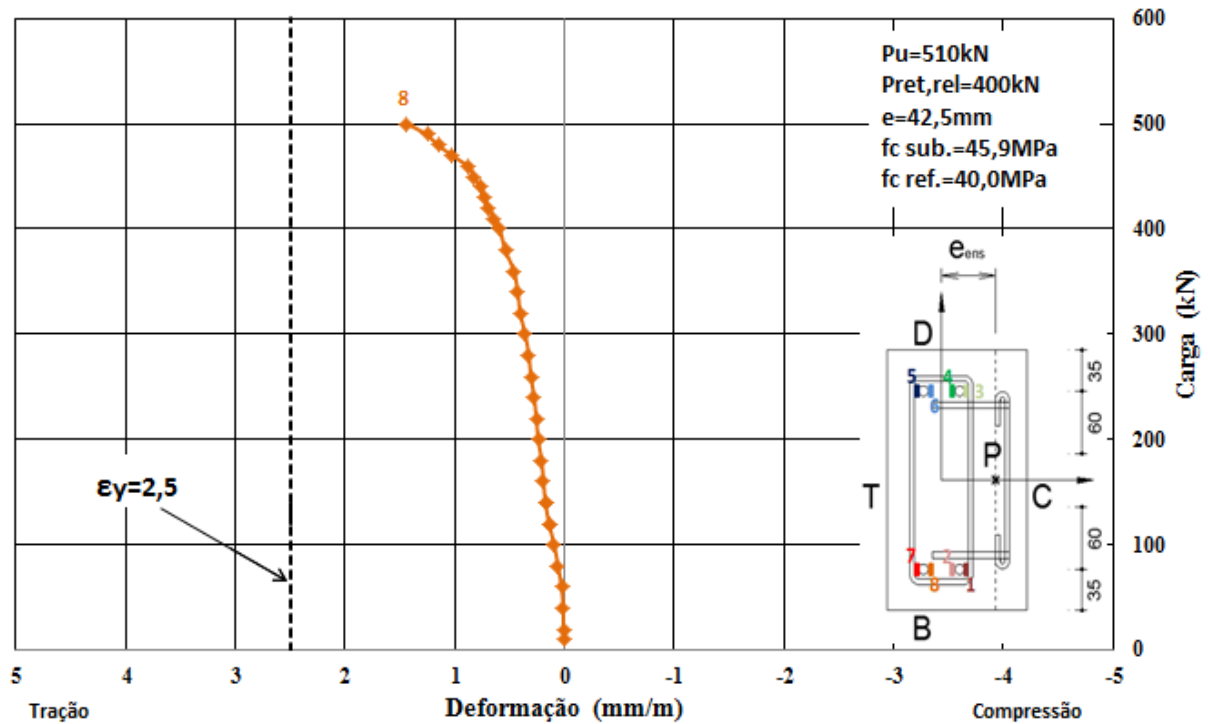


Figura 81 - Diagrama carga x deformação armadura long. Pilar P6-150-34-AP150-SP (P1)

Da Figura 82 a Figura 84 são apresentadas às deformações da armadura do reforço em função do carregamento aplicado dos modelos estudados. As deformações dos extensômetros que apresentaram problemas, ou não forneceram dados corretos na coleta de dados, foram retirados e não estão indicados nos gráficos no item em questão.

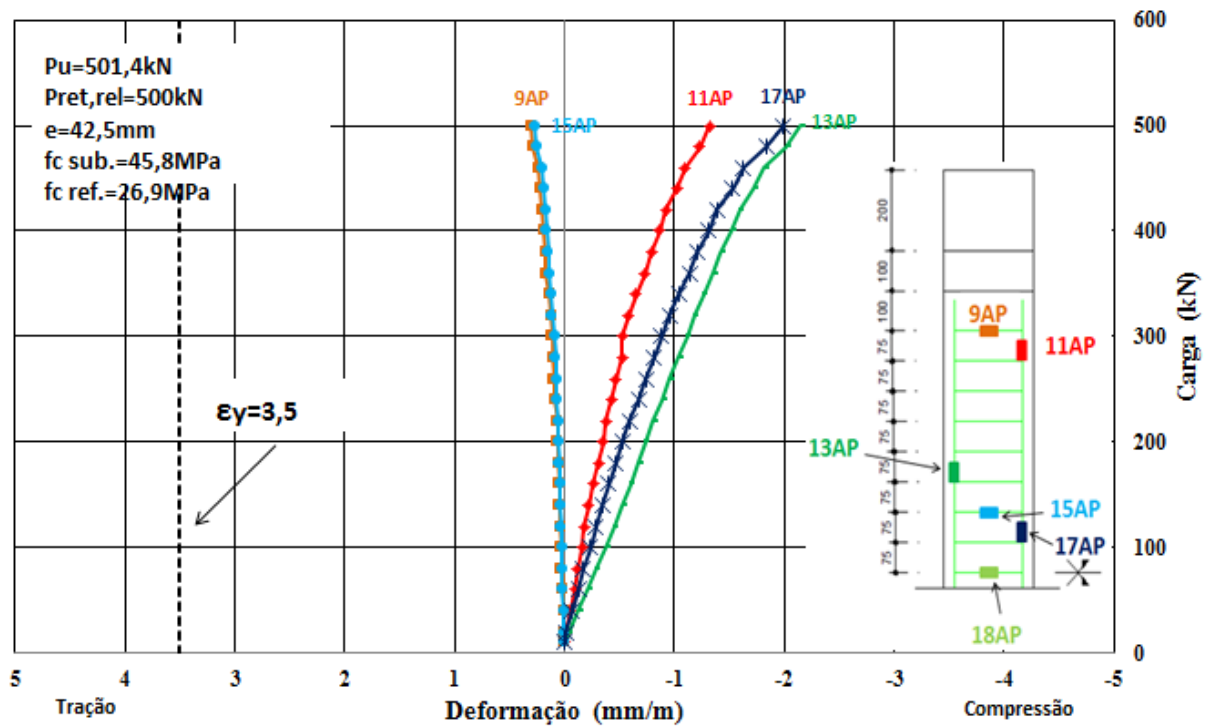


Figura 82 - Diagrama carga x deformação armadura do reforço Pilar P6-150-34-AP75-CP(P3)

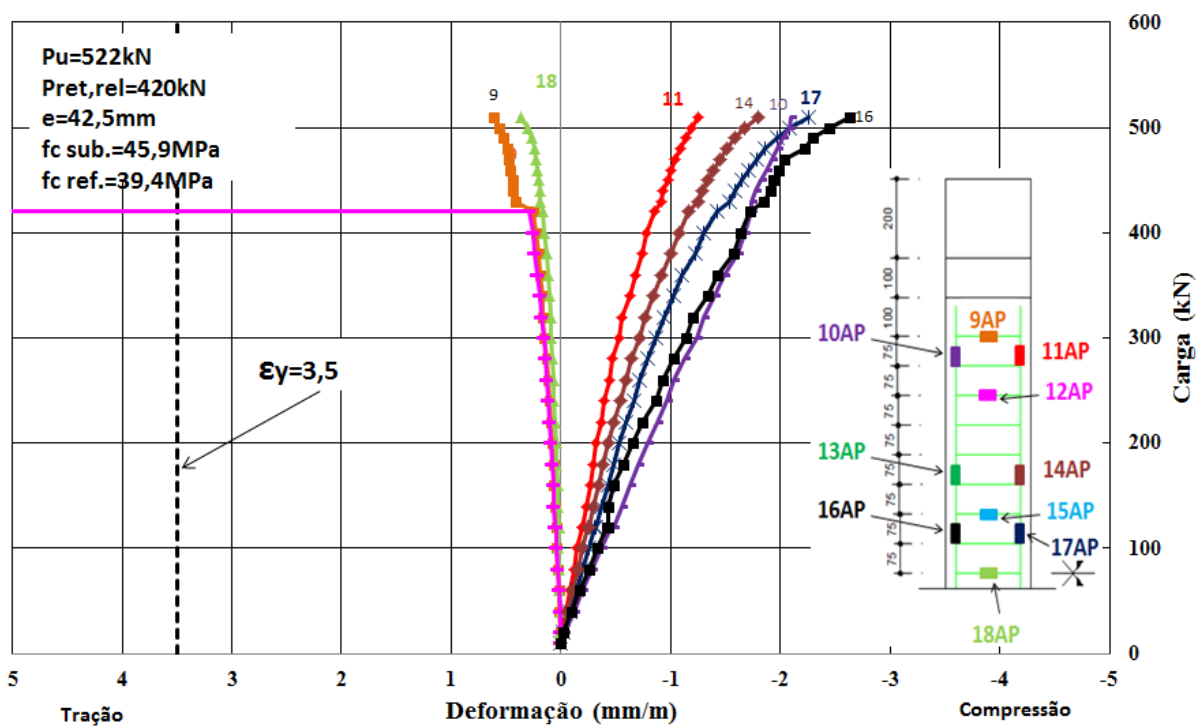


Figura 83 - Diagrama carga x deformação armadura do reforço Pilar P6-150-34-AP75-SP(P2)

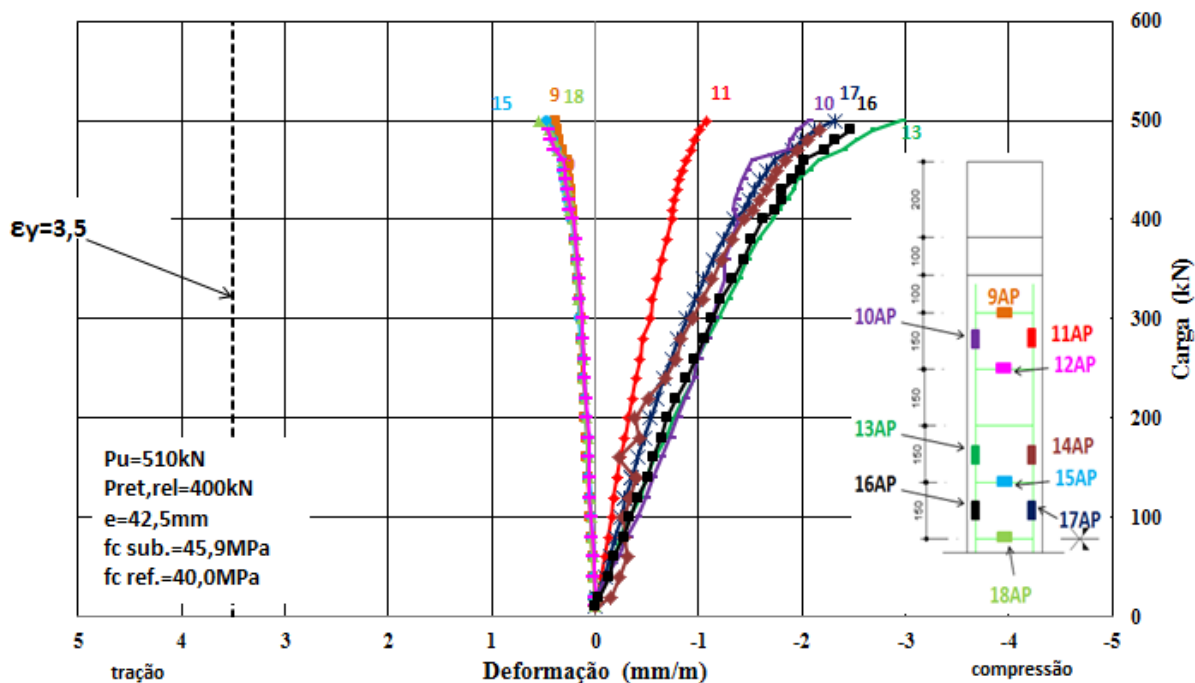


Figura 84 - Diagrama carga x deformação armadura do ref. Pilar P6-150-34-AP150-SP (P1)

5.1.3. Deformações no concreto

As deformações na seção mais comprimida do reforço, foram verificadas por meio de quatro extensômetros, denominados 1C, 2C, 3C e 4C, localizados na região central do pilar. Da Figura 85 a Figura 89 são apresentadas as deformações lidas, na face C, em função da carga aplicada para todos os modelos ensaiados.

Somente no caso do pilar de referência foi possível verificar um comportamento semelhante dos quatro extensômetros, atingindo uma deformação máxima de 2,86 mm/m, no extensômetro 4C, com 94,7% da carga de ruptura.

No pilar P1, verificou-se a maior deformação do concreto, entre os pilares reforçados, atingindo 2,47 mm/m, no extensômetro 3C, com 98% da carga de ruptura.

Para os pilares P2, P3 e Pmon, as deformações foram muito próximas, obtendo 2,12 mm/m, 2,14 mm/m e 2,10 mm/m, extensômetros 1C, 2C e 2C, com 99,6 %, 99,7 % e 100 % da carga de ruptura, respectivamente.

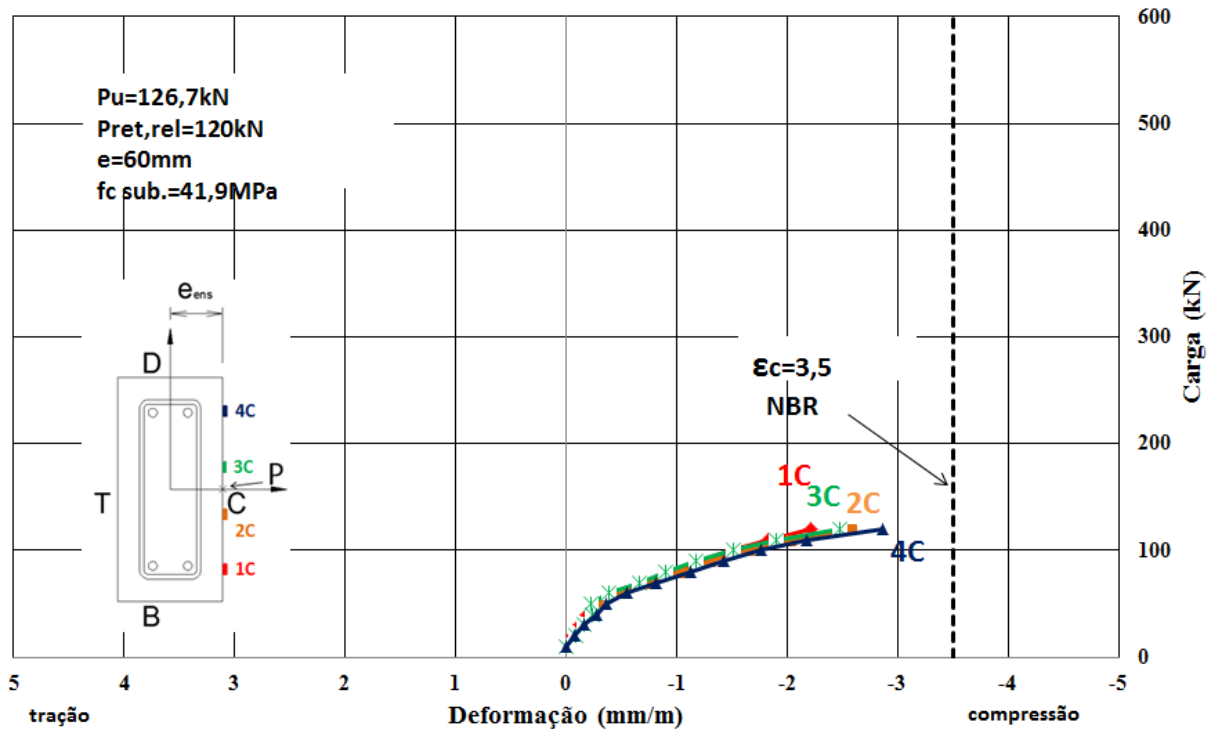


Figura 85 – Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar de Referência_Pref

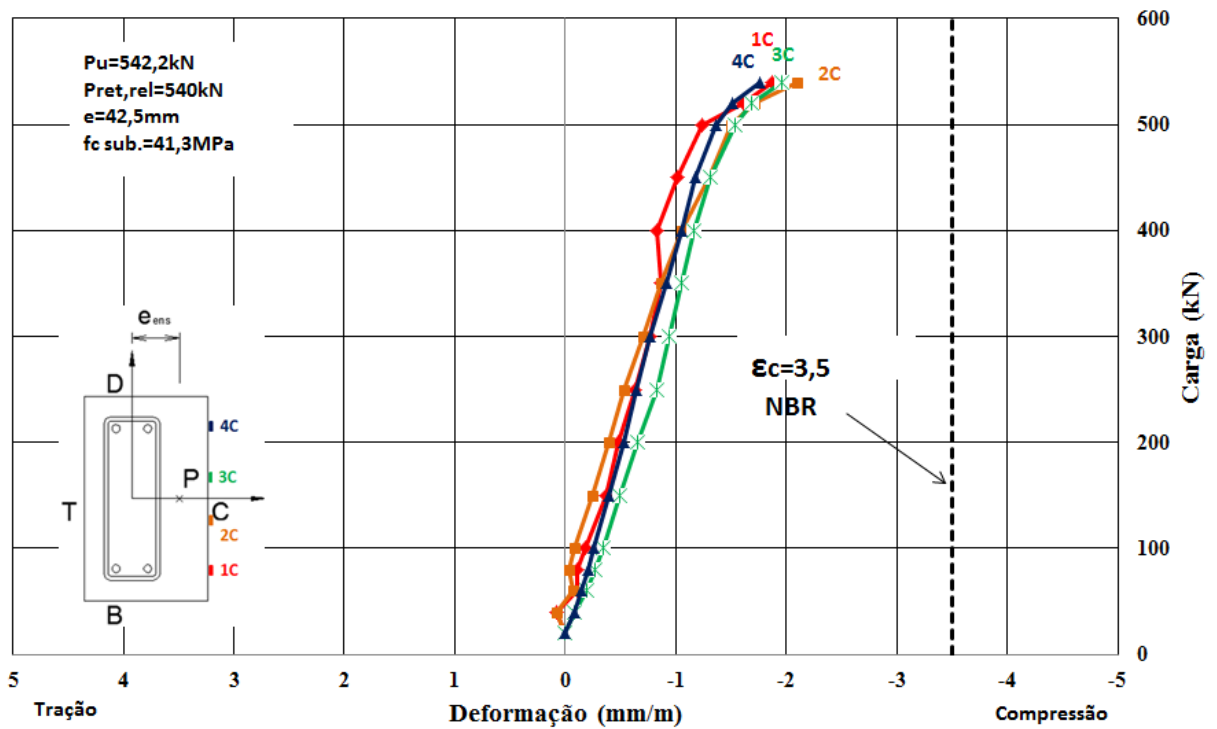


Figura 86 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar Monolítico (Pmon)

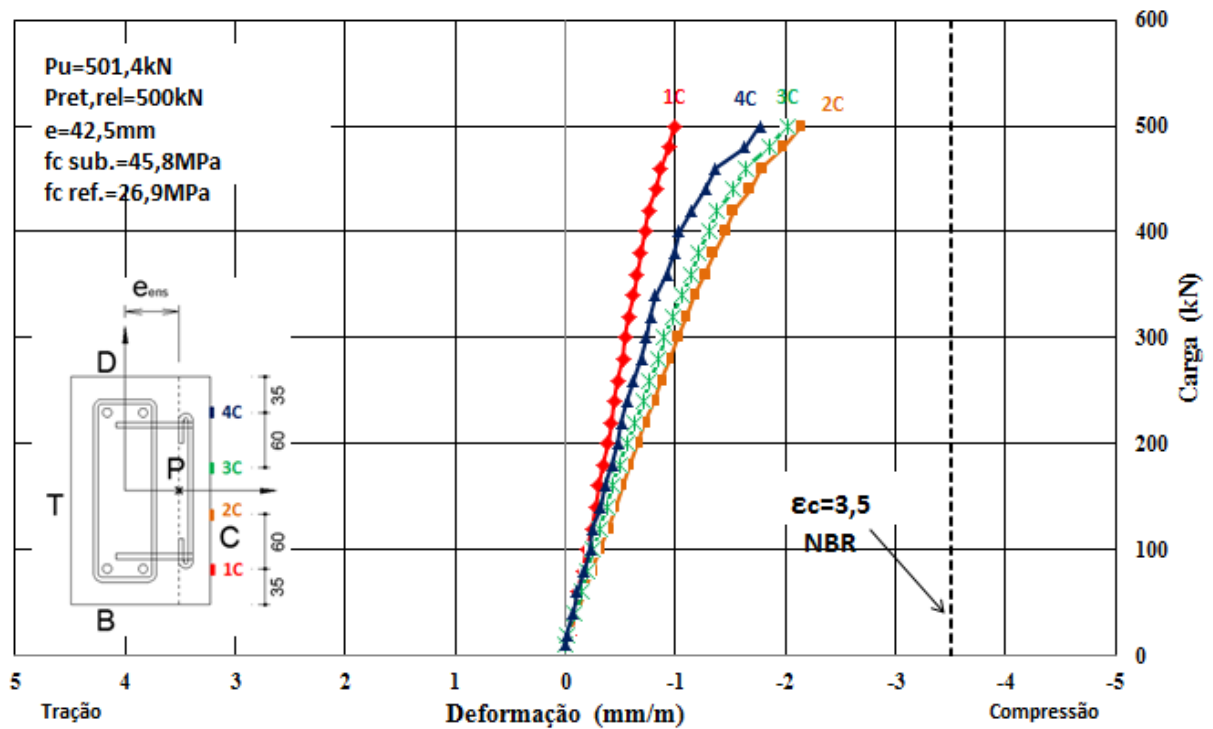


Figura 87 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar P6-150-34-AP75-CP (P3)

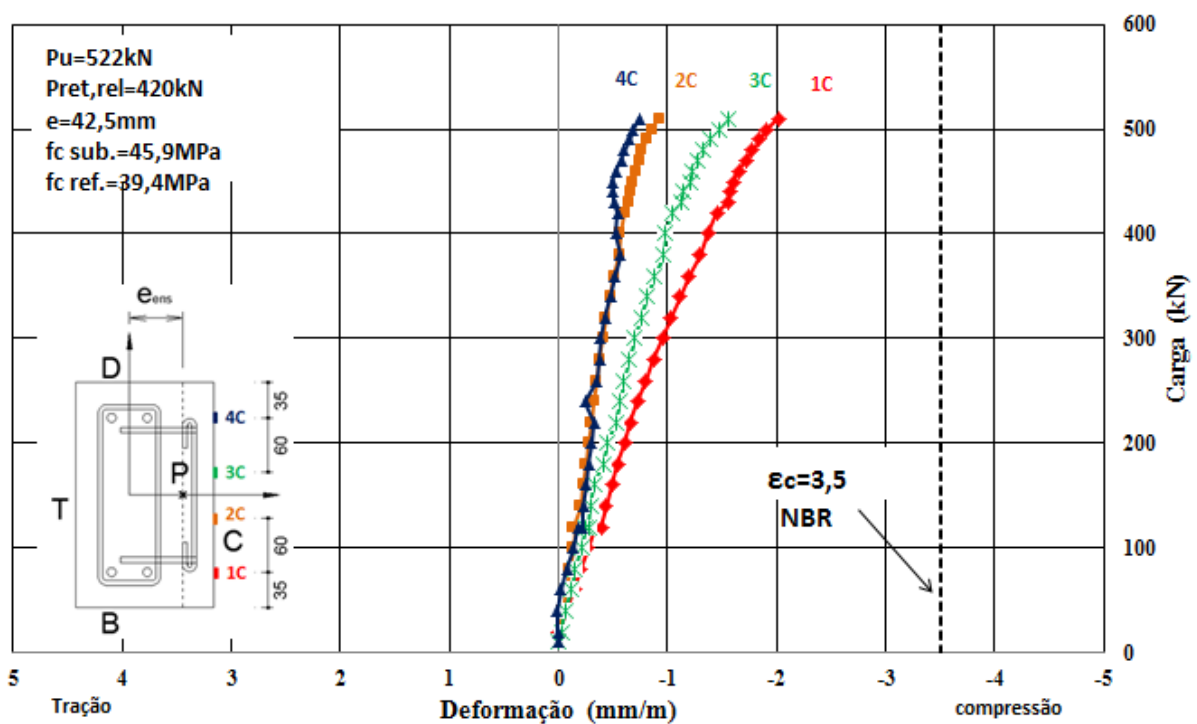


Figura 88 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar P6-150-34-AP75-SP (P2)

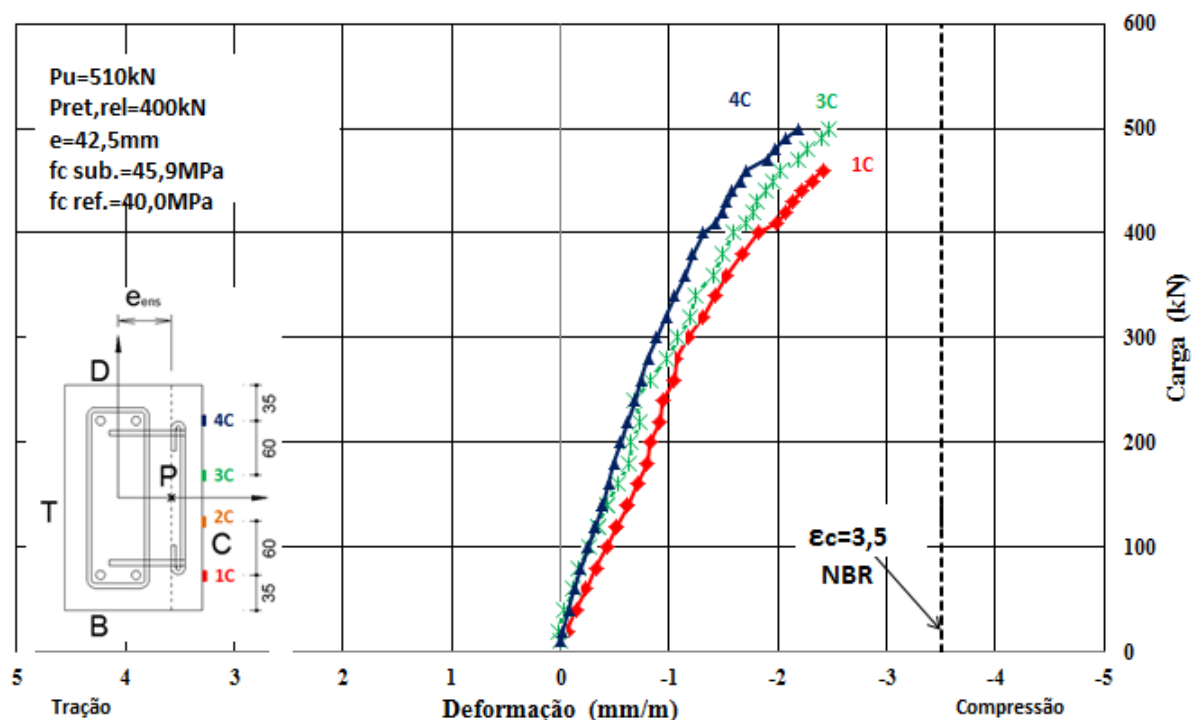


Figura 89 - Diagrama carga x deformação do concreto do Pilar P6-150-34-AP150-SP (P1)

5.1.4. Fissuração do concreto na região tracionada

Observou-se que houve surgimento de várias fissuras nos pilares reforçados, mas não foi possível verificar uma fissura que pudesse provocar a ruptura. Com aumento da carga, um dos pilares apresentou ruptura na região superior, um na região central e um na região inferior da superfície estudada, todas ocorrendo logo após o deslocamento do reforço.

5.1.5. Análise resultados experimentais

Todos os pilares reforçados obtiveram força última maior que o pilar de referência (Pref) e próximas da carga do pilar monolítico (Pmon), mas menores.

Verificou-se que a utilização da “armadura de pele” pouco influenciou, no comportamento dos modelos estudados e também não impediu o deslocamento do concreto do reforço.

Todos os pilares apresentaram ruptura do tipo brusca, acarretada pelo deslocamento do reforço.

A diferença da resistência à compressão entre o concreto do substrato e o concreto do reforço, do pilar P1, foi de 5,9 MPa, do P2, 6,5 MPa e o P3, 18,9 MPa.

Os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior entre 3,96 a 4,28 vezes a carga do pilar de referência, Tabela 15. Os pilares atingiram em média 94 % da carga do pilar monolítico.

Na Tabela 15 é apresentada uma análise comparativa de todos os pilares, apresentando as características do concreto, forças últimas, maiores deslocamentos, maiores deformações e modos de ruptura.

Antes do deslocamento da camada de reforço, os pilares tiveram um comportamento semelhante ao pilar monolítico, tanto nos deslocamentos, quanto nas deformações. Os mesmos apresentaram uma tendência de escoamento do aço e esmagamento do concreto, característica de ruptura dúctil, mas o deslocamento do reforço provocou uma ruptura brusca nos modelos. Já os pilares de referência e monolítico, tiveram uma ruptura mais suave, caracterizando uma ruptura relativamente dúctil e gradual.

O limite para o esmagamento do concreto foi adotado, conforme indicado na ABNT NBR 6118:2014, 3,5 %, para o caso de flexo-compressão.

Tabela 15 – Tabela comparativa de todos os pilares e modos de ruptura

Tabela comparativa geral													
PILAR	Idade (dias)		fc (Mpa)		Pult. leitura (kN)	Pu (kN)	Pu/Pmon	Pu/Pref	Desl. R3 (mm)	Desl. régua (mm)	$\epsilon_{s,m\acute{a}x}$	$\epsilon_{c,m\acute{a}x}$	Modo de ruptura
	Sub.	Ref.	Sub.	Ref.									
Pref	90	-	41,9	-	120,0	126,7	0,23	1,00	26,00	34,20	0,84	0,82	EA - EC
Pmon	80	-	41,3	-	540,0	542,2	1,00	4,28	18,43	19,20	0,56	0,60	EA - EC
P1	192	19	45,9	40,0	400,0	510,0	0,94	4,03	7,42	17,50	0,58	0,71	DR
P2	191	18	45,9	39,4	420,0	522,0	0,96	4,12	4,63	15,00	0,60	0,61	DR
P3	187	14	45,8	26,9	500,0	501,4	0,92	3,96	11,20	17,40	0,41	0,57	DR

Sub.: concreto do substrato (CAA);

Ref.: concreto do reforço (CAA);

fc: resistência à compressão do concreto;

Pult. leitura: carga da última leitura do equipamento de coleta de dados;

Pu.: carga última de ruptura;

Desl. R3: deslocamento máximo lido no relógio R3;

Desl. régua: deslocamento máximo lido na régua;

$\epsilon_{s,m\acute{a}x}$: deformação máxima lida no extensômetro da barra tracionada no substrato;

ϵ_y : deformação de início de escoamento obtida para aço ensaiado;

ϵ_c : deformação do concreto segundo ABNT NBR 6118:2014;

EA: escoamento do aço;

EC: esmagamento do concreto;

DR: deslocamento do reforço.

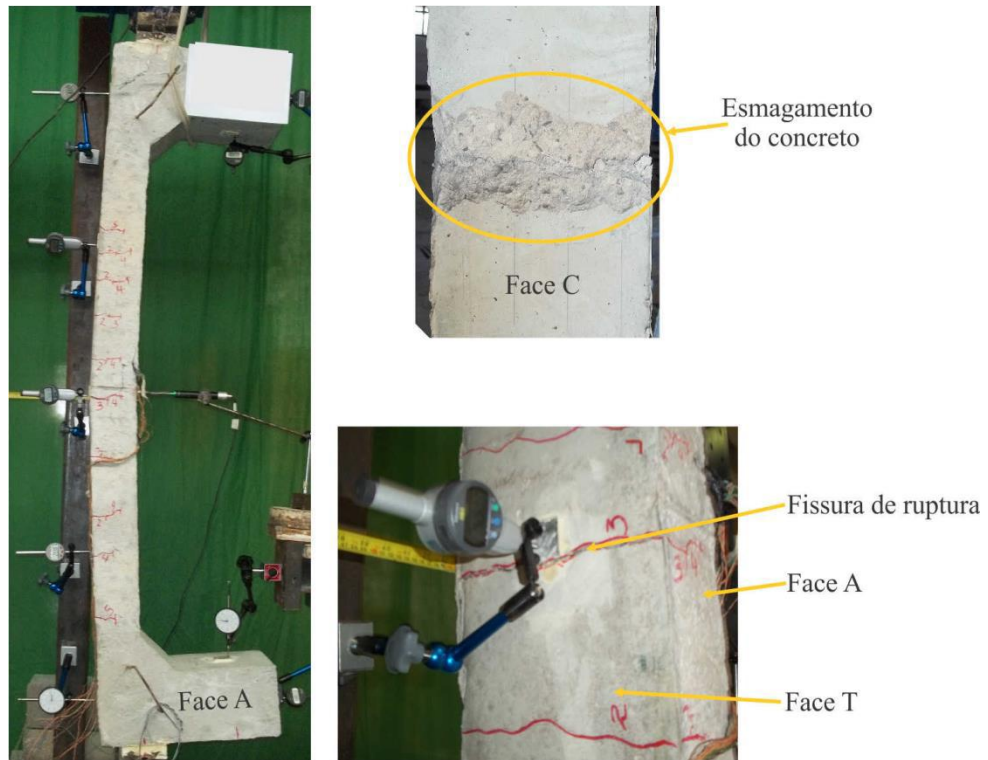


Figura 90 – Região de ruptura do pilar de referência Pref (VIRGENS, 2015)

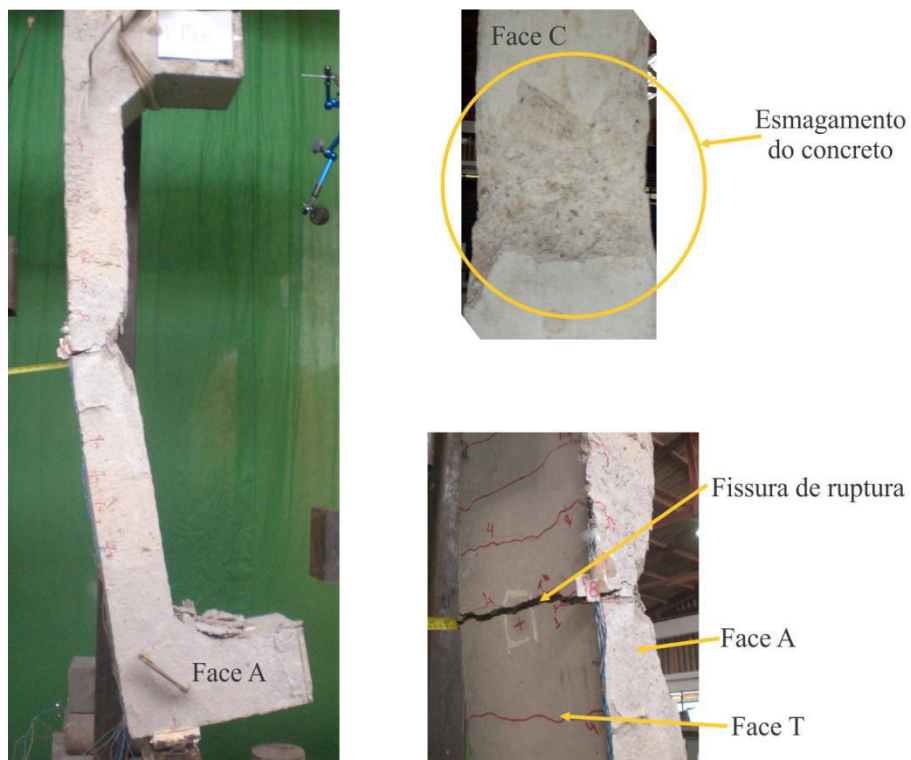


Figura 91 – Região de ruptura do pilar monolítico Pmon (VIRGENS, 2015)

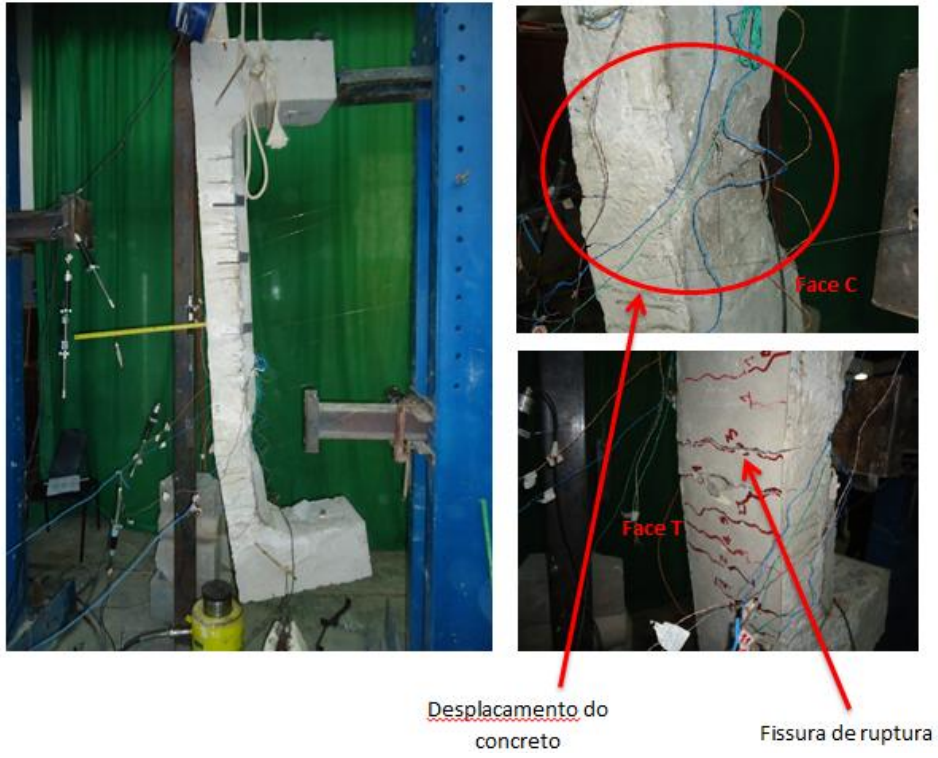


Figura 92 - Região de ruptura do pilar reforçado P3



Figura 93 - Região de ruptura do pilar reforçado P2

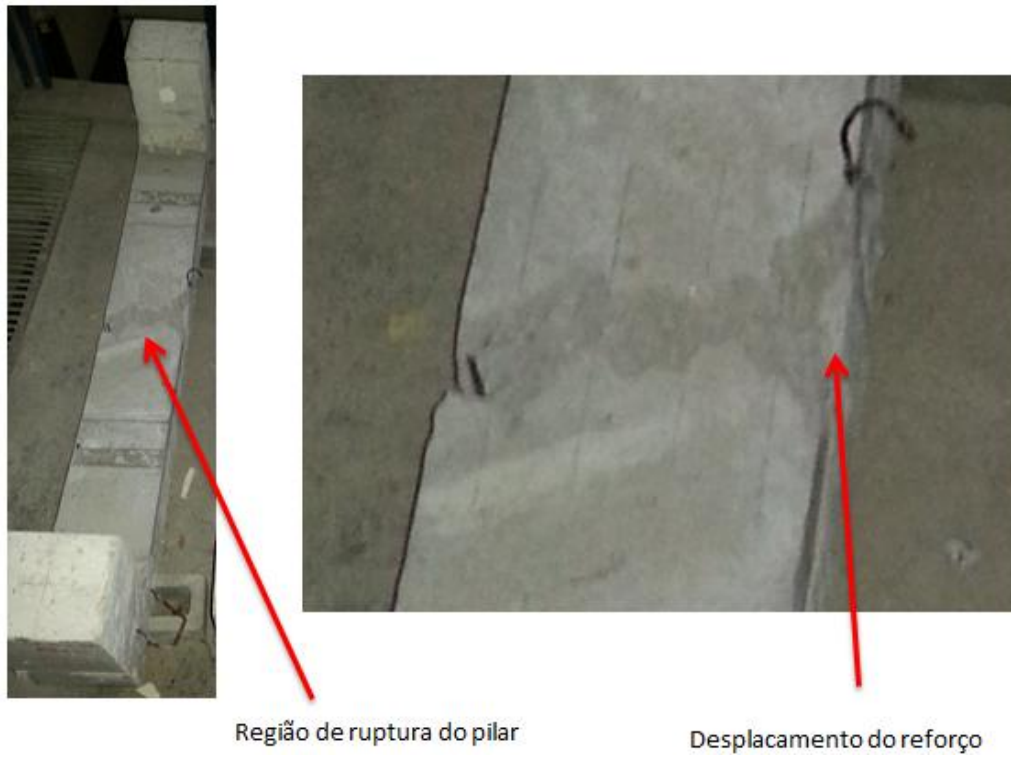


Figura 94 – Região de ruptura do pilar reforçado P1

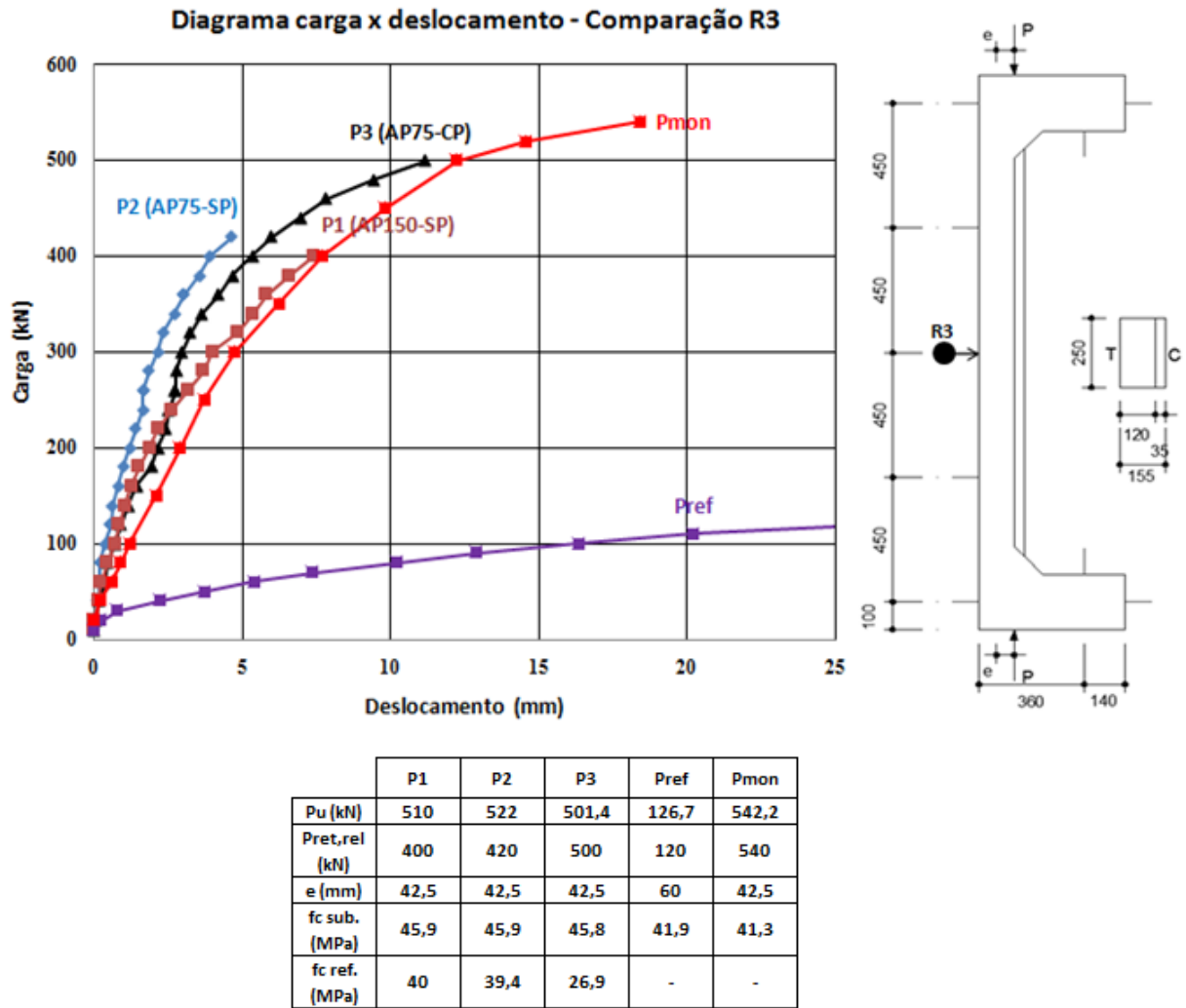
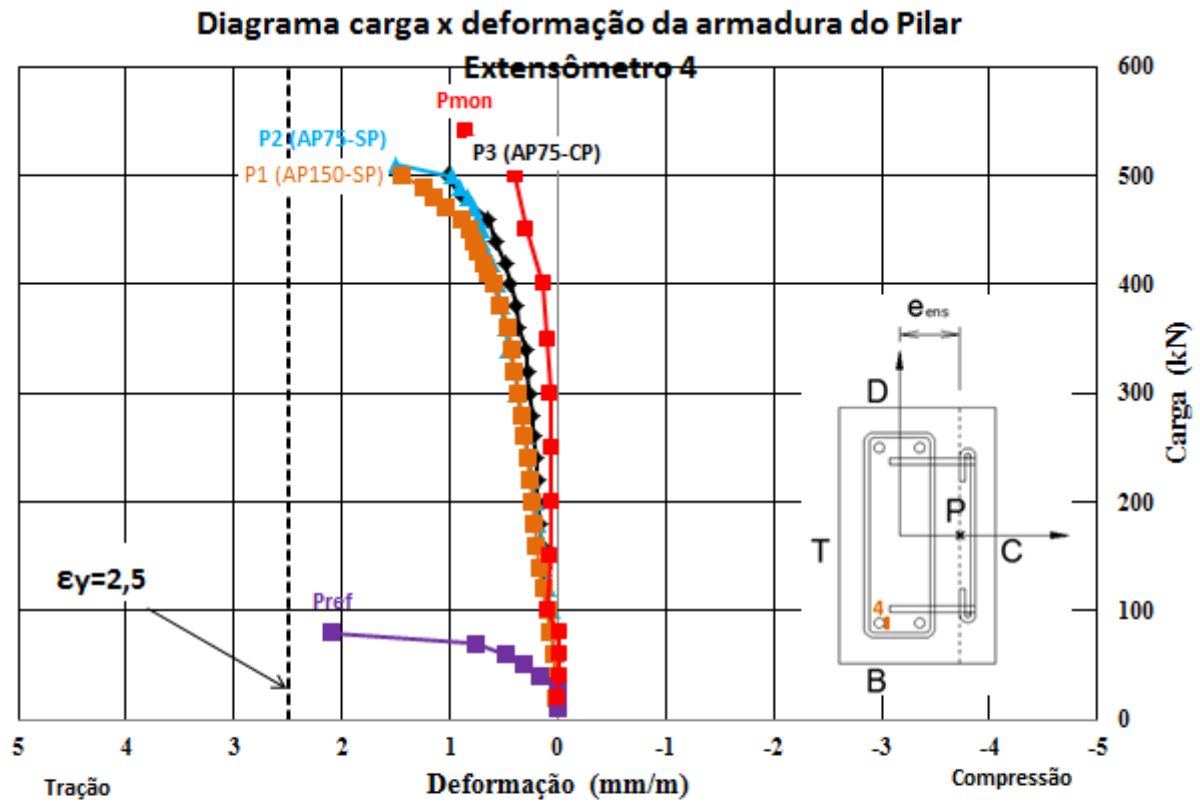


Figura 95 - Diagrama carga x deslocamento, comparação R3



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

Figura 96 – Diagrama carga x deformação armadura mais tracionada, comparação seção T

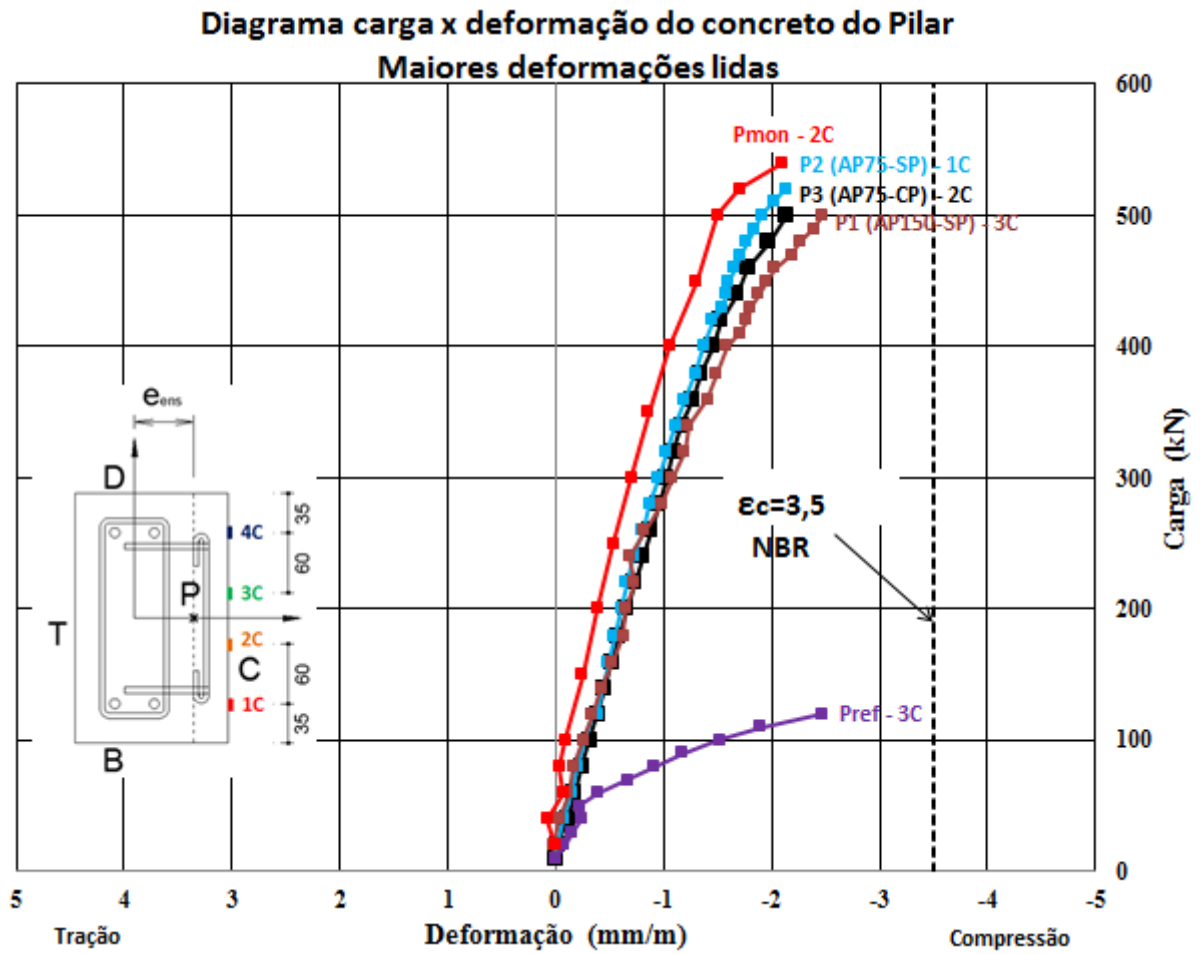
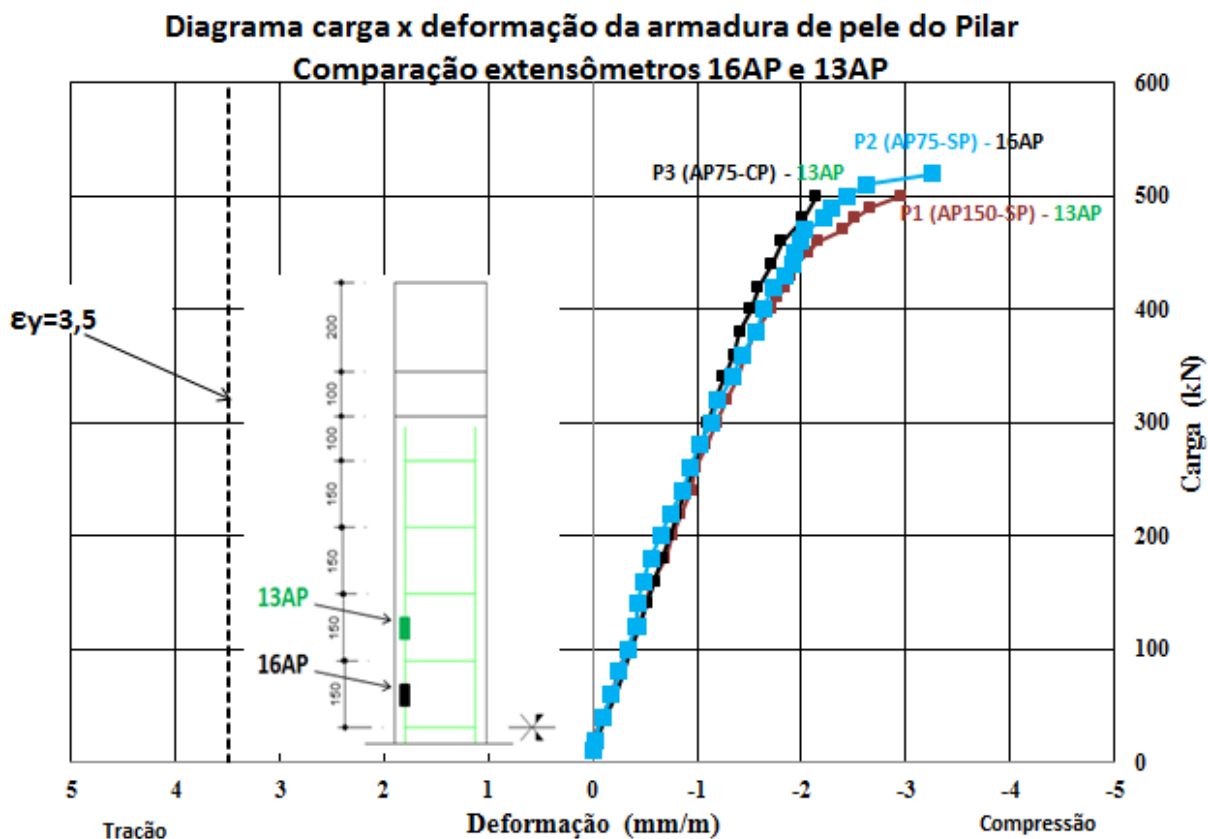


Figura 97 – Diagrama carga x deformação na seção mais comprimida, comparação seção C



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

Figura 98 – Diagrama carga x deformação na armadura do reforço, comparação seção C

5.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

5.2.1. Considerações iniciais

Este capítulo tem como objetivo apresentar os resultados obtidos das simulações numéricas. A análise numérica desenvolvida segue os mesmos critérios constantes no Capítulo 5.

Os pilares ensaiados experimentalmente foram modelados, exceto no caso do pilar P3, que não foi modelado, em função da dificuldade em simular o efeito da porca no chumbador. As condições de contorno e aplicação das forças foram no sentido de se aproximar o máximo possível dos protótipos. As propriedades mecânicas dos materiais utilizados na implementação dos modelos numéricos foram as determinadas para os dos modelos reais.

O principal objetivo da simulação numérica foi analisar o fluxo das tensões principais, deslocamentos, cargas últimas de ruptura e comparar os resultados com os obtidos nos ensaios. Em função dos resultados adquiridos nas análises experimentais e numéricas foi possível comprovar a eficiência da simulação numérica deste tipo de reforço, obtendo ótimos resultados e próximos dos modelos reais.

5.2.2. Discretização, condições de contorno e solicitações

Conforme apresentado no Capítulo 5, para o material do concreto dos pilares (substrato e reforço), utilizou-se o elemento Solid 65, existente na biblioteca do programa Ansys®. As armaduras foram discretizadas com elementos de barra Link 180 e consideradas discretas no interior dos modelos.

O carregamento foi aplicado diretamente nos nós, dividindo o carregamento por dois, em função da simetria e o valor deste carregamento foi ainda dividido pela quantidade de nós que corresponderia pela área da chapa metálica, utilizada experimentalmente para aplicar o carregamento e simular o apoio de 2º gênero.

As forças nos nós no topo foram aplicadas por meio de dez incrementos.

5.2.3. Resultados obtidos

5.2.3.1. Análise dos resultados obtidos

Em geral os resultados obtidos tiveram a mesma tendência dos resultados experimentais.

Mesmo levando em consideração os bons resultados obtidos com a simulação numérica, os modelos numéricos se mostraram mais rígidos que os valores experimentais. Isto pode ser explicado por dois motivos: acomodação dos modelos experimentais no início dos ensaios; a suposição da aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto do entorno.

Com relação ao primeiro motivo, nota-se ainda uma pequena acomodação no início do ensaio, analisando a relação carga deslocamento. Apesar de ter efetuado um carregamento de acomodação no início dos ensaios.

Com relação ao segundo motivo, ou seja, a consideração de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto do entorno pode ter ocasionado maior rigidez aos elementos estruturais analisados.

5.2.3.2. Tensões principais

A unidade das tensões é megapascal.

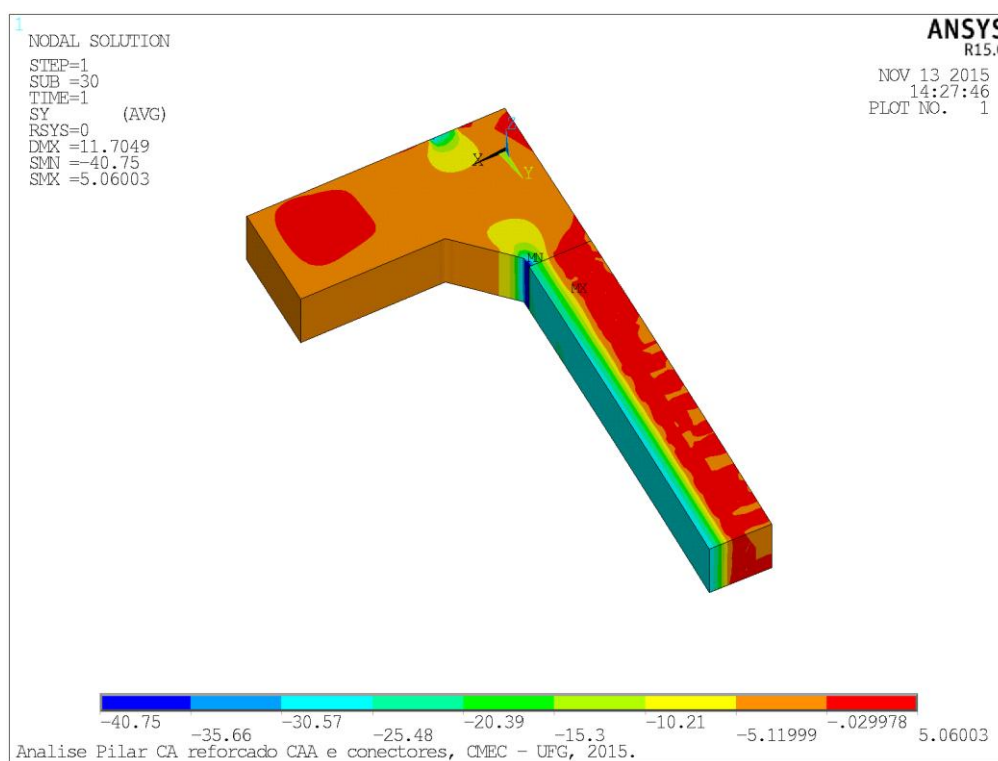


Figura 99 – Tensão principal de compressão direção y, pilar de referência (Pref)

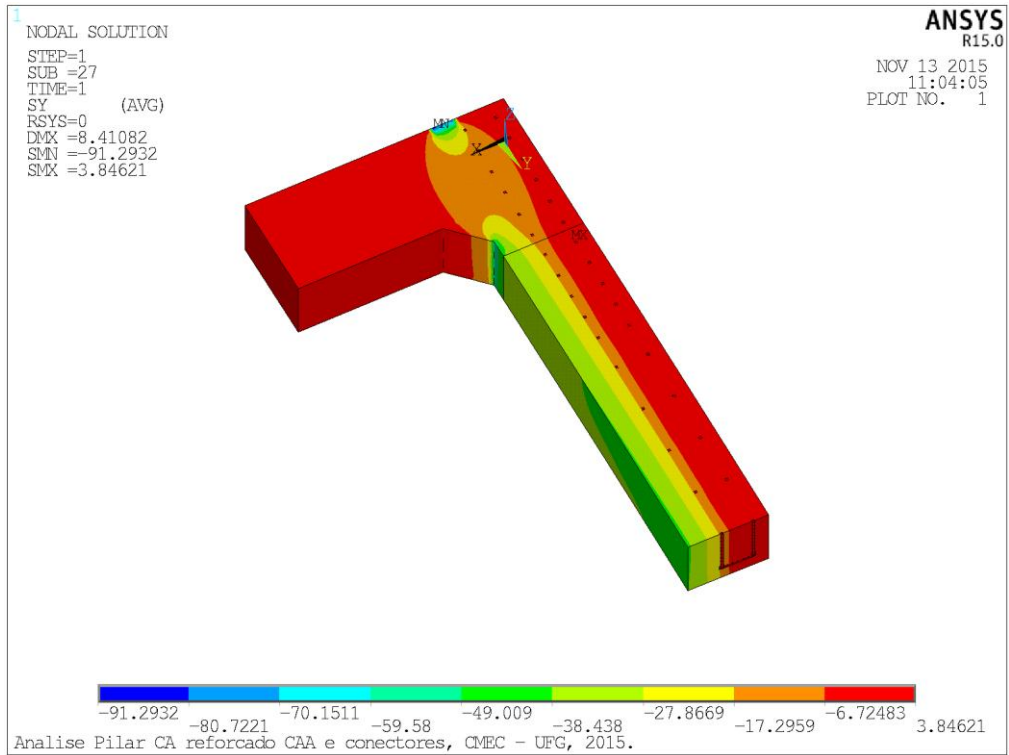


Figura 100 - Tensão principal de compressão direção y, pilar monolítico (Pmon)

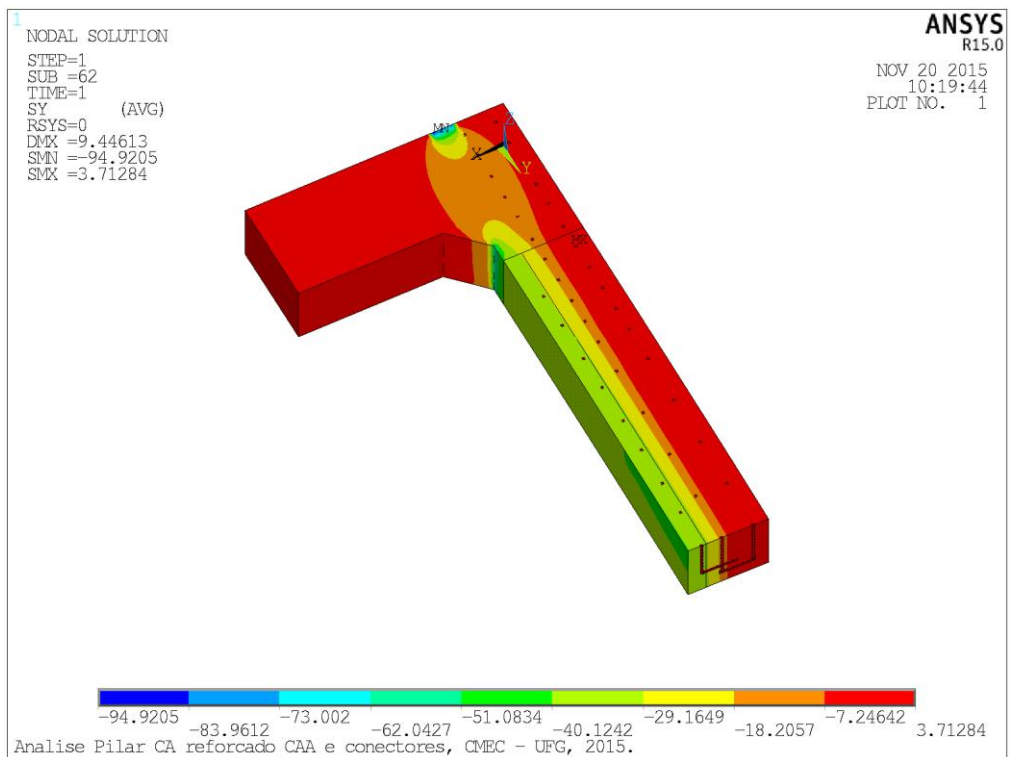


Figura 101 - Tensão principal de compressão direção y, pilar reforçado (P2)

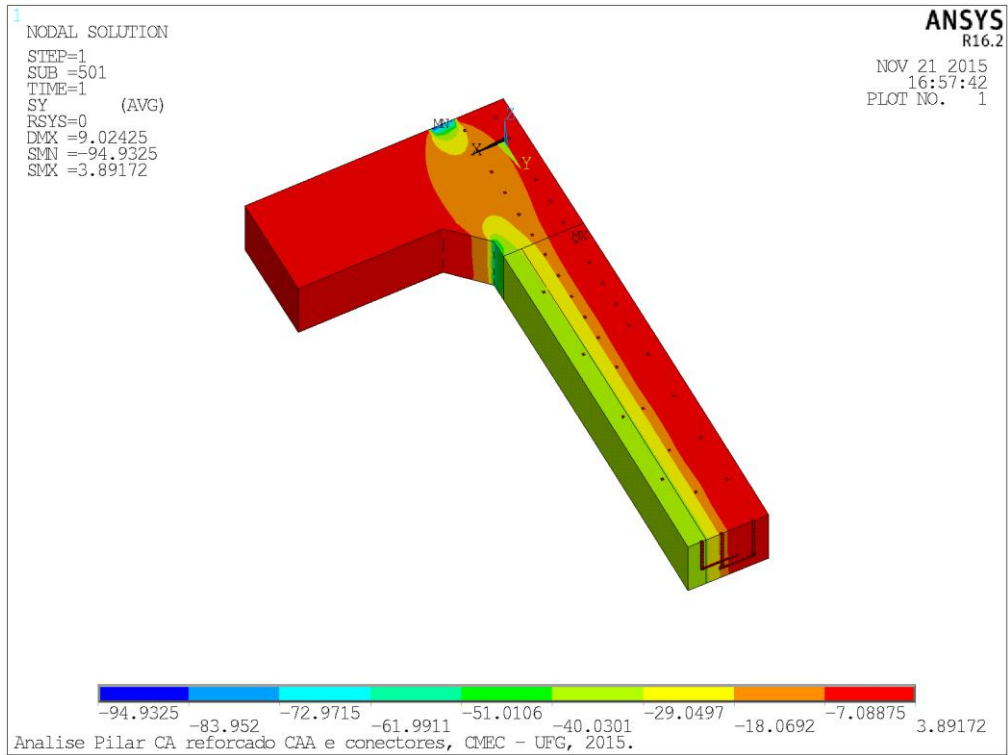


Figura 102 - Tensão principal de compressão direção y, pilar reforçado (P1)

5.2.3.3. Fluxo de tensões

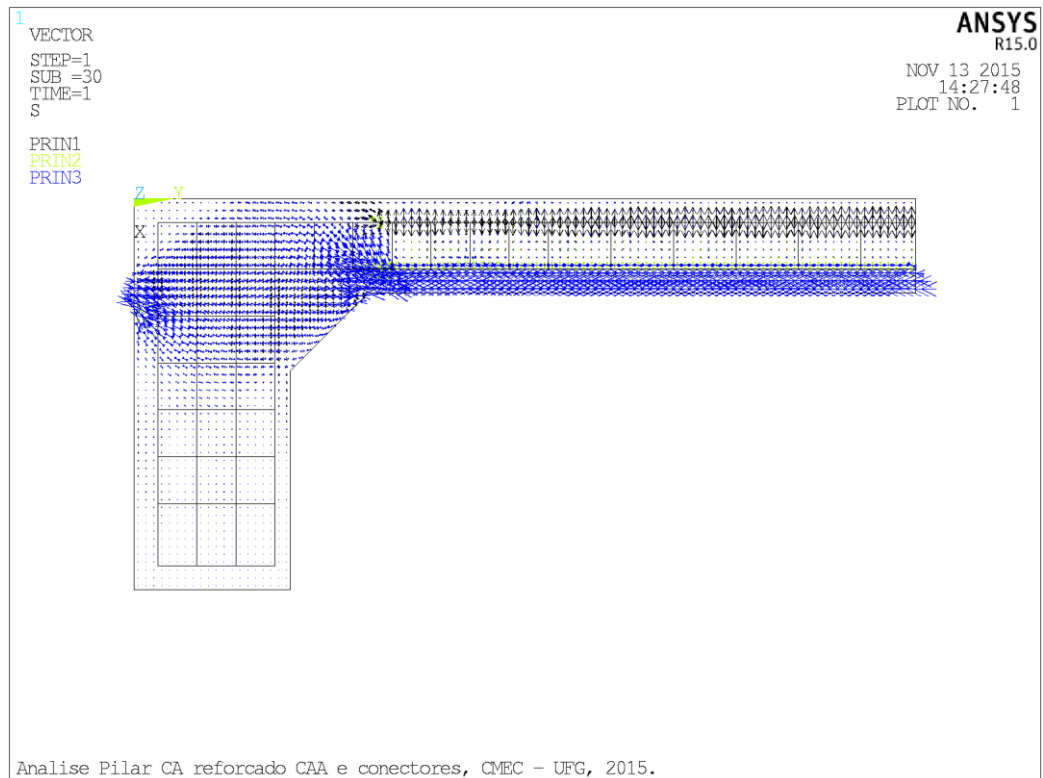


Figura 103 – Fluxo das tensões principais de compressão, pilar de referência (Pref)

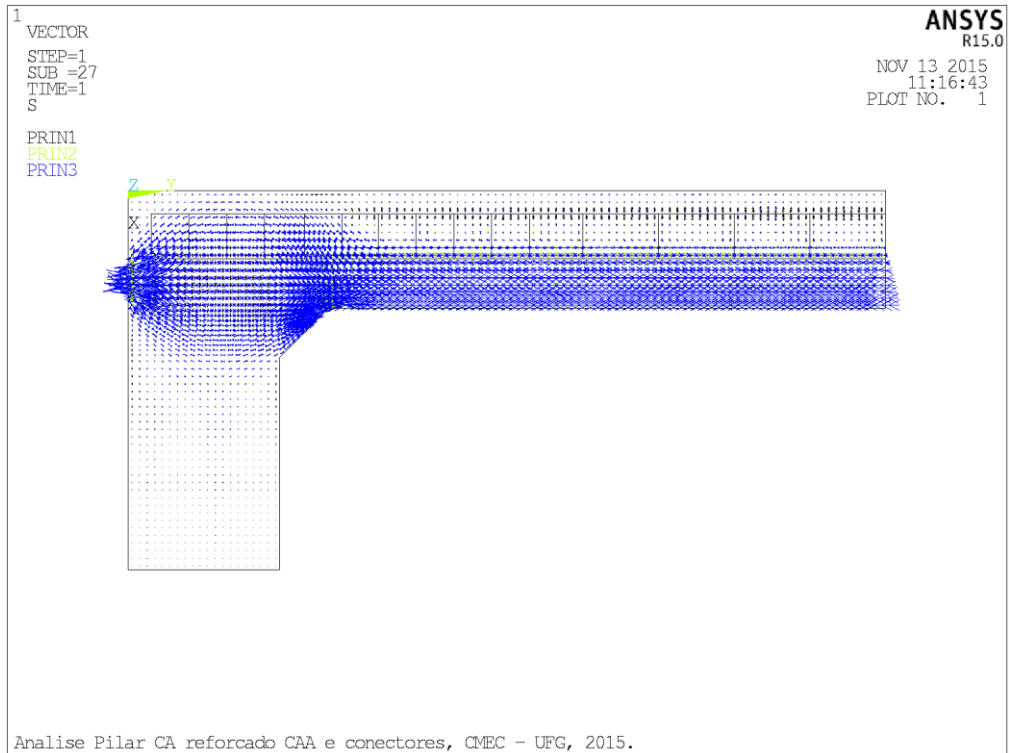


Figura 104 - Fluxo das tensões principais de compressão, pilar monolítico (Pref)

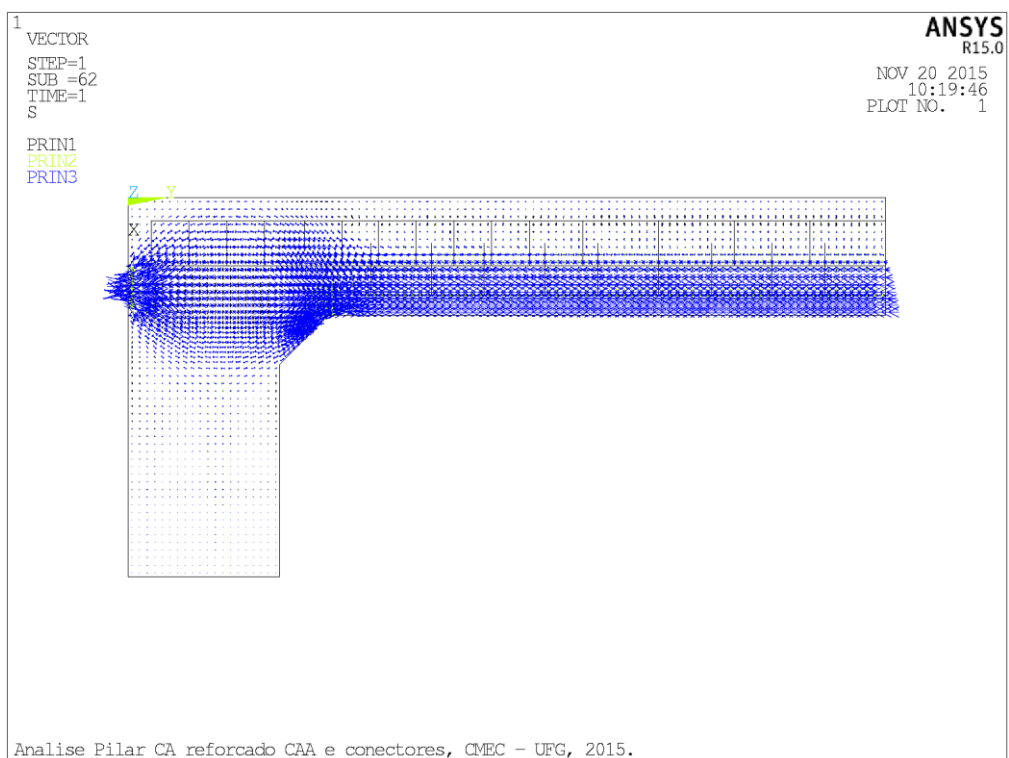


Figura 105 - Fluxo das tensões principais de compressão, pilar reforçado (P2)

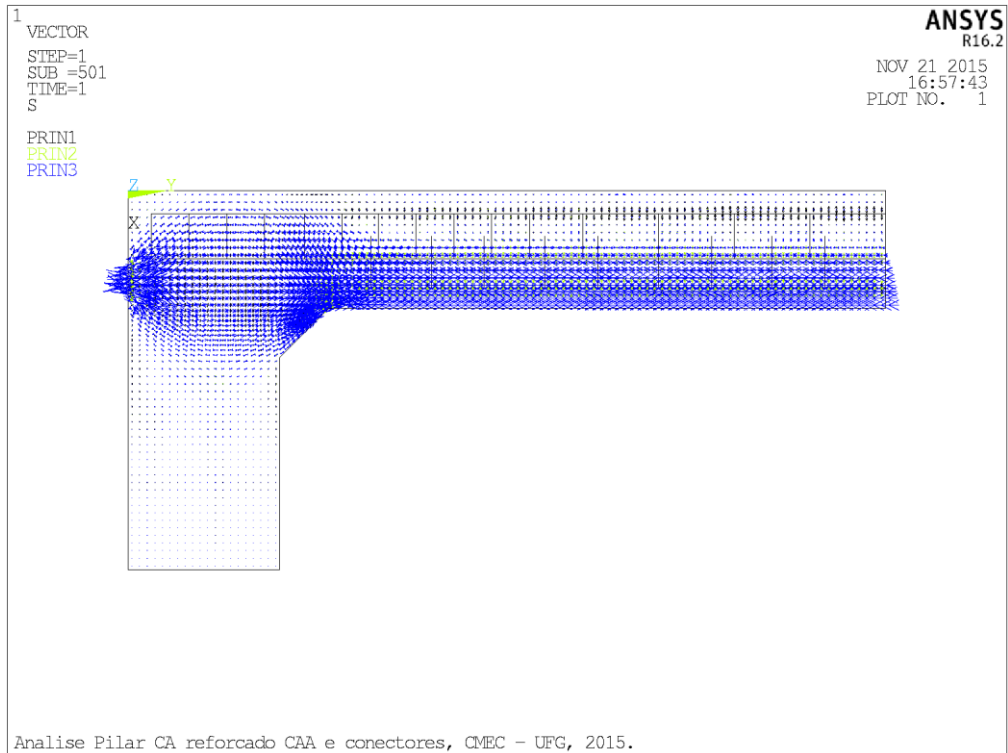


Figura 106 - Fluxo das tensões principais de compressão, pilar reforçado (P1)

5.2.3.4. Tensões nas armaduras

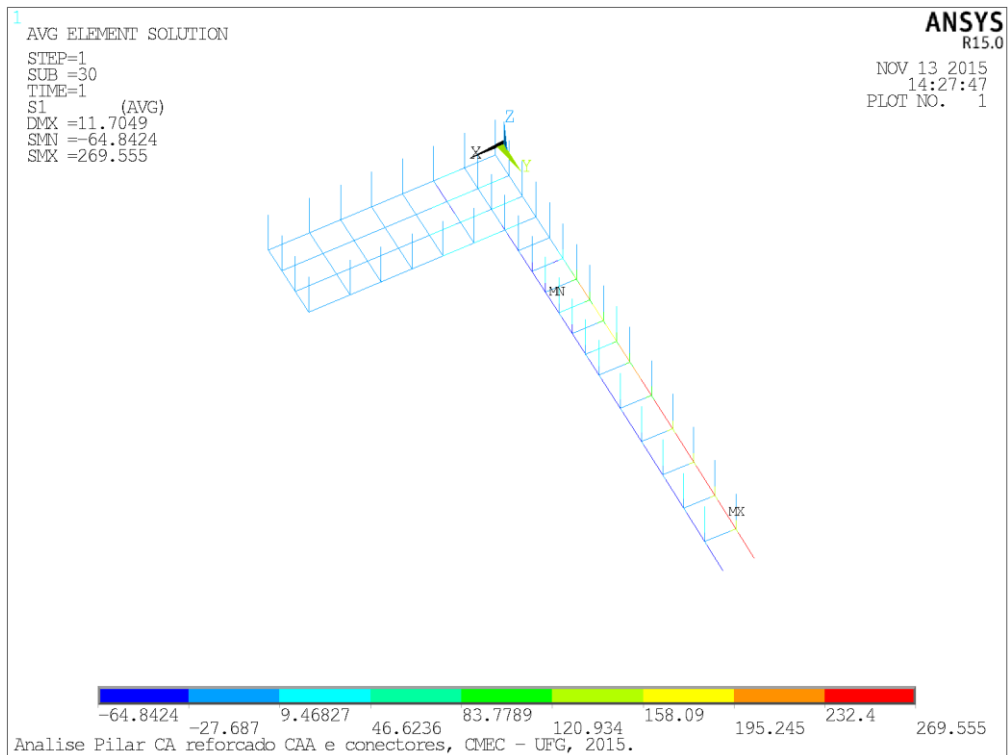


Figura 107 – Tensões nas barras de aço, pilar de referência (Pref)

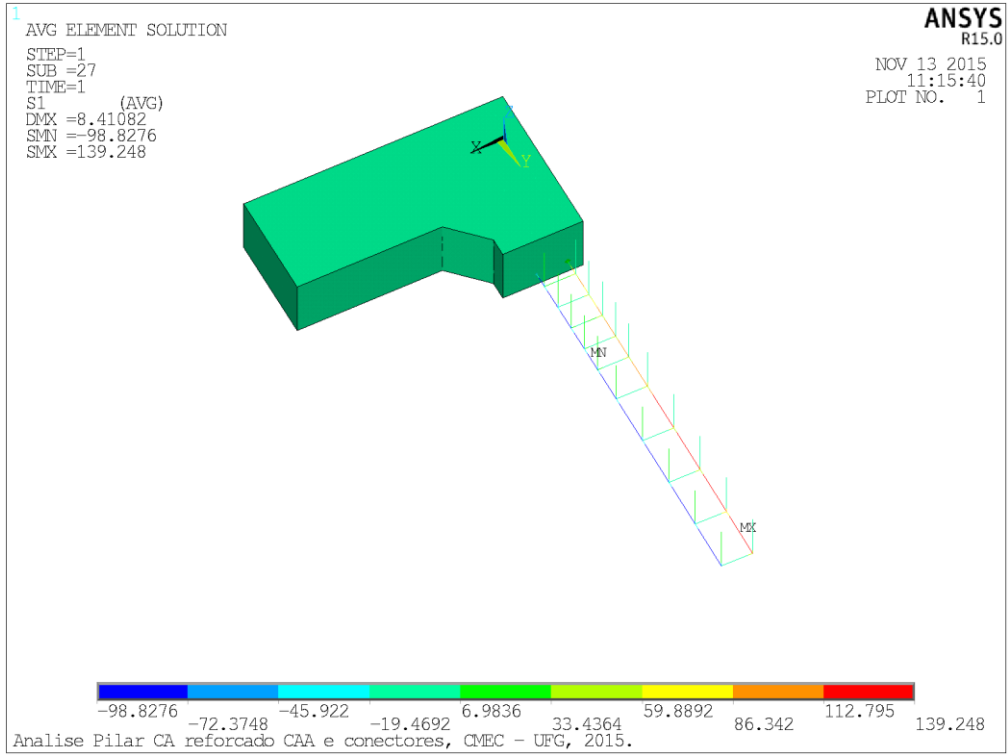


Figura 108 - Tensões nas barras de aço, pilar monolítico (Pmon)

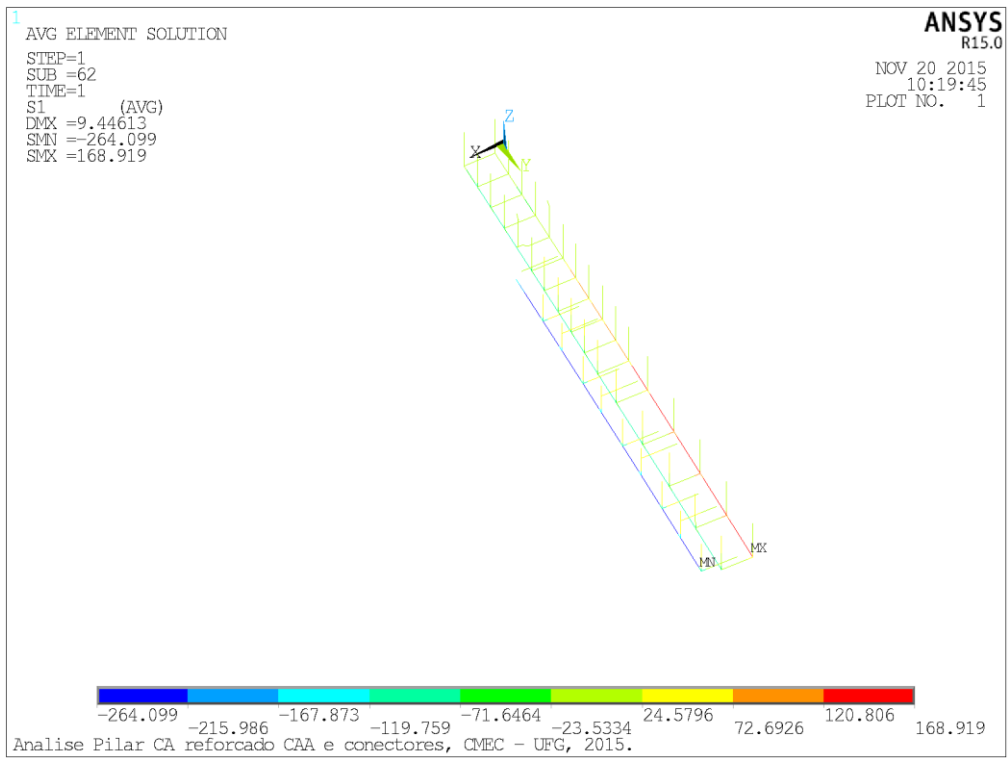


Figura 109 - Tensões nas barras de aço, pilar reforçado (P2)

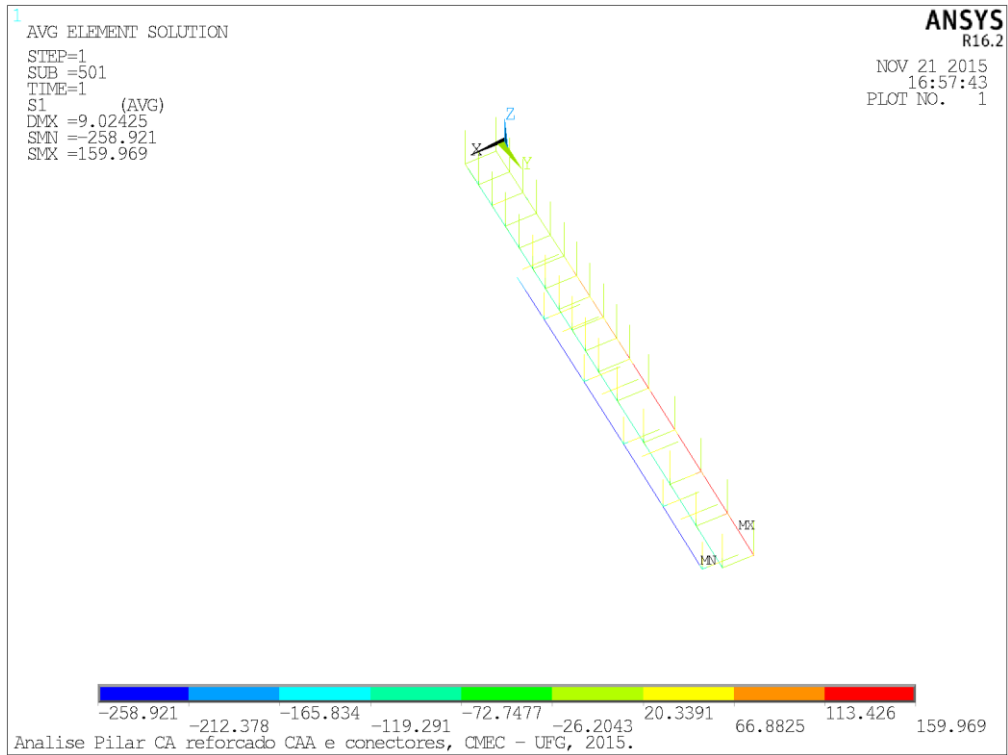


Figura 110 - Tensões nas barras de aço, pilar reforçado (P1)

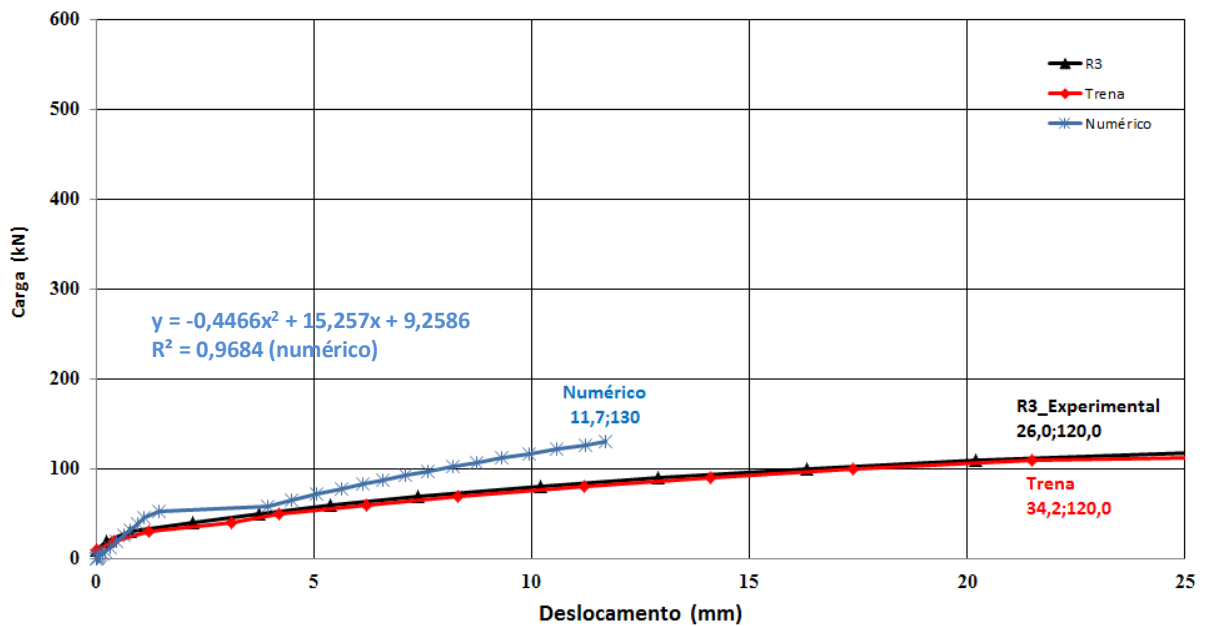


Figura 111 – Diagrama carga x deslocamento, **pilar de referência**, comparativo numérico x experimental **R3**

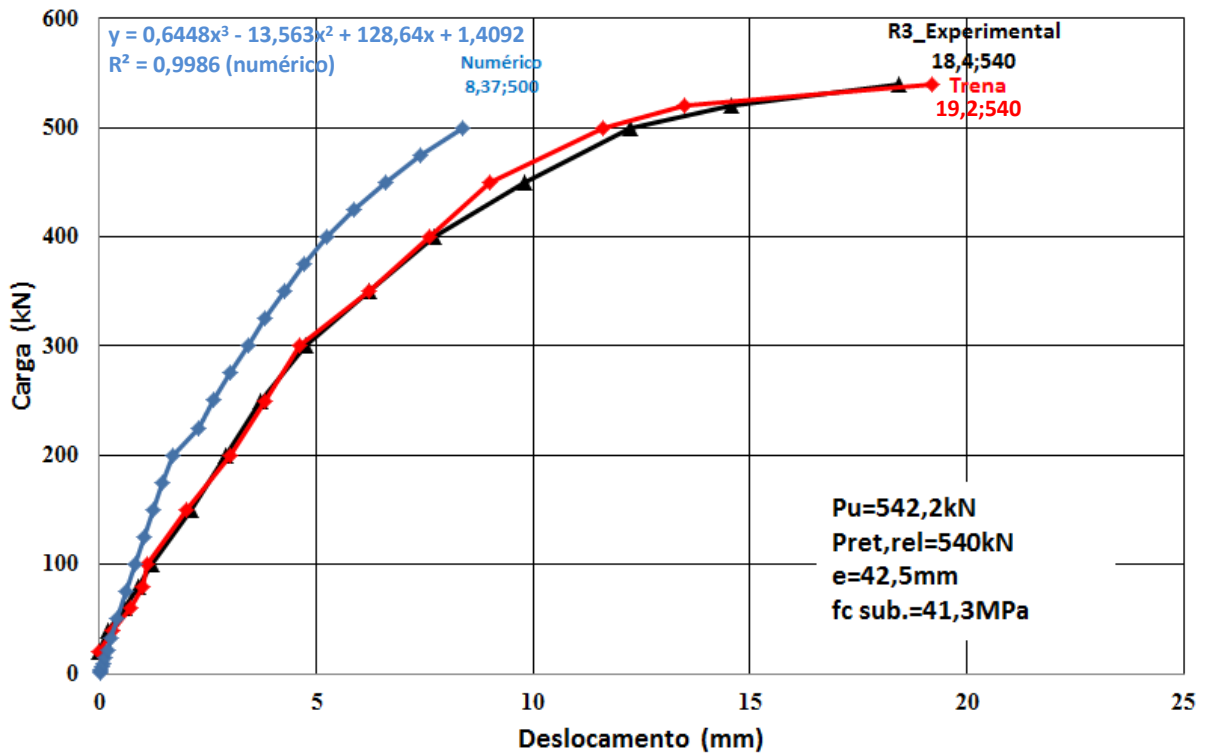


Figura 112 - Diagrama carga x deslocamento, **pilar monolítico**, comparativo numérico x experimental **R3**

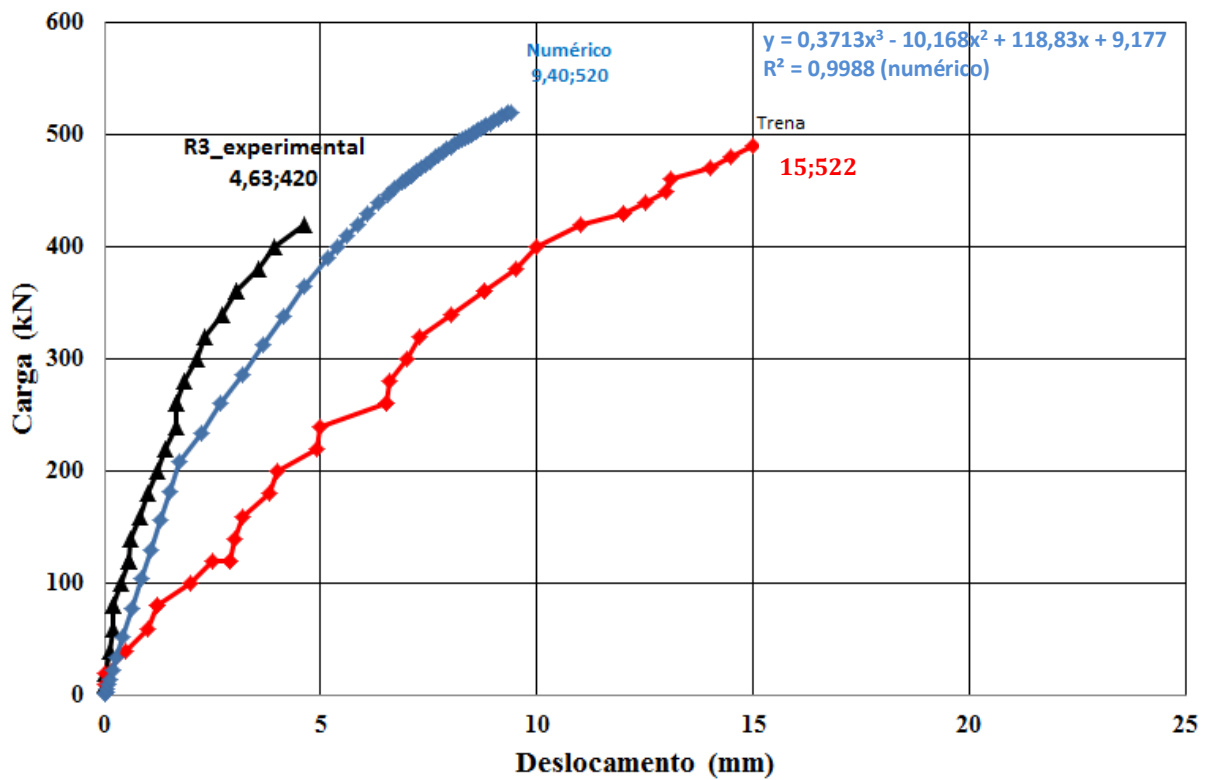


Figura 113 - Diagrama carga x deslocamento, **pilar reforçado P2**, comparativo numérico x experimental **R3**

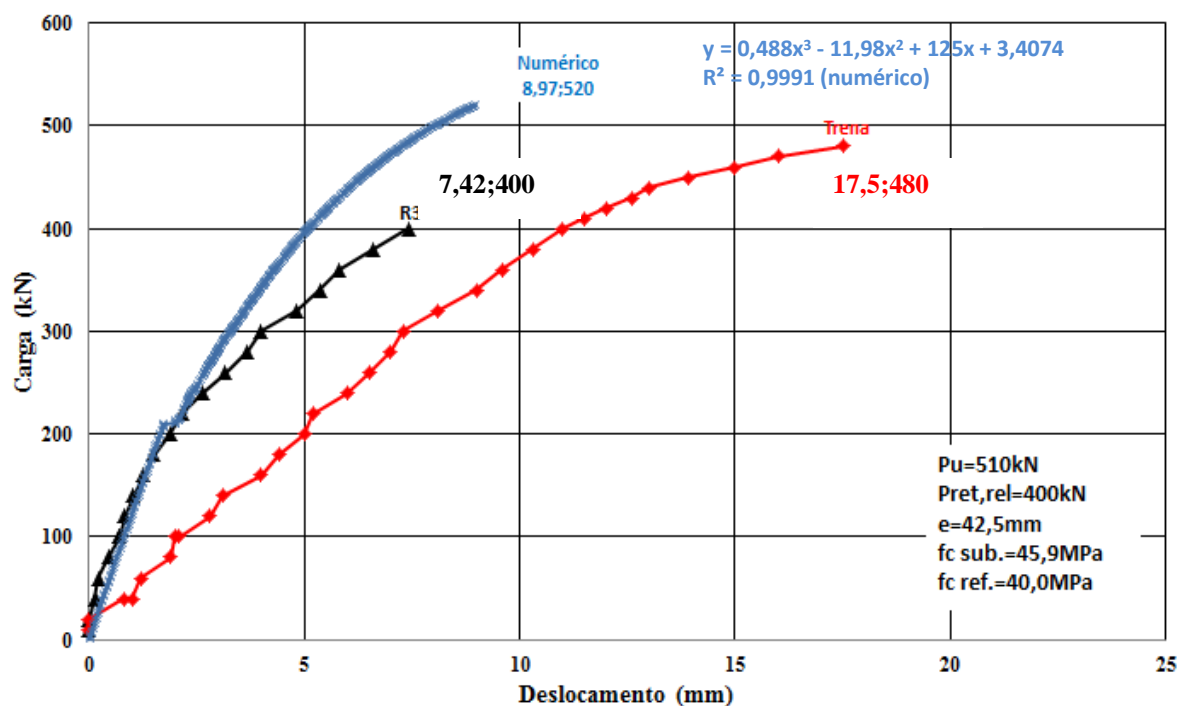


Figura 114 - Diagrama carga x deslocamento, **pilar reforçado P1**, comparativo numérico x experimental **R3**

Tabela 16 – Tabela comparativa forças últimas, Experimental x Numérico

Tabela comparativa forças últimas			
PILAR	Pu,exp (kN)	Pu,num (kN)	Pu,exp/Pu,num
Pref	126,7	130,00	0,97
Pmon	542,2	500,00	1,08
P1	510,0	520,00	0,98
P2	522,0	520,00	1,00
P3	-	-	-

Pu,exp: carga última de ruptura experimental;
Pu,num: carga última de ruptura numérica.

Tabela 17 – Tabela comparativa deslocamentos, Experimental x Numérico

Tabela comparativa deslocamentos máximos			
Pilar	Pult. leitura (kN)	Desl. R3 (mm)	Dequi,num (mm)
Pref	120,0	34,2	15,55
Pmon	540,0	19,2	9,22
P1	400,0	17,5	5,10
P2	420,0	15,5	5,78
P3	-	-	-

Pult. leitura: carga da última leitura do equipamento de coleta de dados.

Desl. R3: deslocamento máximo lido no relógio R3;

Dequi,num: deslocamento equivalente obtido na simulação numérica;

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo deste trabalho foi a avaliação do desempenho último e em serviço do reforço por meio do aumento de seção transversal na face comprimida do pilar utilizando-se concreto auto adensável, adicionando-se chumbadores e uma “armadura de pele” em diferentes quantidades.

Todos os objetivos propostos com na pesquisa foram atingidos.

Levando em consideração os resultados da análise experimental executada e, posteriormente da simulação numérica, conclui-se que:

6.2. CAPACIDADE PORTANTE

As forças últimas dos pilares P1, P2 e P3 foram 4,03, 4,12 e 3,96 vezes, respectivamente, maior que a força última do pilar de referência.

Nenhum dos pilares superou a carga de ruptura do pilar monolítico, mas em média a carga dos pilares reforçados atingiram 94 % da carga do pilar monolítico, confirmando a eficiência do reforço empregado e ressaltando a possibilidade do emprego deste tipo de reforço na reabilitação estrutural.

A retirada das porcas dos chumbadores do pilar P2, com intuito de melhorar a aderência entre o chumbador e o concreto do reforço, resultou em ganho de 4 % na capacidade portante em relação ao P3.

A redução no espaçamento da armadura transversal do reforço de 150 mm, para 75 mm, do pilar P2 não ocasionou um ganho de capacidade portante representativo, aumentando somente 2,4 % da carga última.

As forças últimas obtidas da simulação numérica foram muito próximas das cargas obtidas experimentalmente. De todos os pilares foram ligeiramente superiores,

umentando até 8 %, exceto no caso do pilar de referência, que foi 3 % menor que o valor experimental.

6.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Como esperado, os maiores deslocamentos foram verificados pela trena e pelo relógio comparador R3, posicionados na região central à meia altura da face T do pilar, sugerindo que a etapa experimental executada está condizendo com a teoria.

O pilar de referência apresentou o maior deslocamento verificado pelo relógio R3, o que já era esperado, em função de sua menor inércia e mesma altura.

O deslocamento dos pilares reforçados foram bem menores que o deslocamento do pilar monolítico, indicando que os mesmos ficaram bem mais rígidos.

O pilar que obteve maior deslocamento entre os reforçados, foi o pilar P3, com 11,2 mm, verificado pelo relógio R3. Este aumento pode ser explicado em função da menor resistência do concreto do reforço, acarretando em menor módulo de elasticidade, consequentemente menor rigidez para o elemento estrutural.

Foi observado que os relógios posicionados no consolo inferior (R7 e R9), onde estava posicionado o macaco hidráulico, apresentaram deslocamentos superiores àqueles apresentados pelos relógios localizados no consolo superior (R6 e R8), próximos da viga do pórtico de reação. Uma possível causa para isso é que a carga foi aplicada no apoio inferior, onde foi posicionado o atuador hidráulico, gerando maior fluxo de tensão na região do consolo inferior.

Os modelos numéricos se mostraram mais rígidos que os protótipos experimentais. Este acontecimento pode ser explicado por dois motivos: acomodação dos modelos experimentais no início dos ensaios e a suposição da aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto do entorno.

A variação no espaçamento da armadura de pele, pouco influenciou, nas cargas de ruptura e nos deslocamentos dos pilares estudados. A armadura longitudinal do reforço não

contribuiu significativamente na capacidade portante dos pilares, mas isso pelo fato do pequeno diâmetro (5 mm).

6.4. MODOS DE RUPTURA

Não foi possível evitar o deslocamento da camada de concreto do reforço de todos os pilares reforçados, acarretando uma ruptura brusca logo após este fenômeno. Ressalta-se, porém, que antes da carga última, os mesmos apresentaram uma tendência de um comportamento dúctil, esmagando o concreto e escoando a armadura tracionada.

Levando em consideração que os elementos estruturais são dimensionados no estado limite último (E.L.U), mas em serviço (E.L.S.) devem permanecer no regime elástico, com isso conclui-se que este método de reforço é eficiente na reabilitação estrutural. Ressaltando a necessidade da consideração de coeficiente de segurança, com objetivo de evitar o deslocamento da camada do reforço.

6.5. MATERIAIS UTILIZADOS

O concreto auto adensável se mostrou um ótimo material para se utilizar na reabilitação estrutural, pois não apresentou segregação dos agregados, exsudação e não apareceram vazios de concretagem, “brocas”. Uma outra grande vantagem é a eliminação da vibração do mesmo, durante a concretagem.

Em nenhum dos pilares estudados ocorreu ruptura dos parafusos chumbadores. O grande cuidado que deve ser tomado é a perfeita locação da armadura existente do pilar a ser reforçado, com utilização de equipamentos de precisão para estas verificações.

6.6. DEFORMAÇÕES

Apenas no pilar de referência foi possível verificar o escoamento da armadura mais tracionada, com a deformação do concreto muito próximo do esmagamento, mas de qualquer forma, a ruptura deste pilar pode ser considerada dúctil.

Este mesmo fenômeno de escoamento da armadura não foi verificado na simulação numérica, pois a armadura atingiu a tensão de escoamento (575 MPa), chegando somente 47 % deste valor. Para o pilar monolítico este valor chegou 24 % e a 29 % no caso dos pilares reforçados.

Em nenhum dos pilares constatou-se o esmagamento do concreto na simulação numérica.

6.7. SUGESTÕES PARA OS PRÓXIMOS TRABALHOS

- Realizar ensaios aumentando o diâmetro da armadura longitudinal da camada de reforço;
- Realizar ensaios diminuindo o espaçamento vertical dos conectores e aumentando também o comprimento de ancoragem do conector, dentro da camada de reforço, com intuito de confinar este concreto, para evitar o deslocamento;
- Melhorar a conexão entre a armadura transversal do reforço com os conectores, por exemplo, com solda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- _____. (ABNT NBR 15823:2010). *Concreto auto-adensável*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. (ABNT NBR 15823-2:2010). *Concreto auto-adensável - Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrans*. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. (ABNT NBR 15823-4:2010). *Concreto auto-adensável - Parte 4: Determinação da habilidade passante - Método da caixa L*. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. (ABNT NBR 15823-5:2010). *Concreto auto-adensável - Parte 5: Determinação da viscosidade - Método do funil V*. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. (ABNT NBR 5738:2007). *Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. (ABNT NBR 5739:2007). *Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. (ABNT NBR 6118:2014). *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. (ABNT NBR 6152:2002). *Metais Metálicos - Determinação das propriedades mecânicas à tração*. Rio de Janeiro, 2002.
- _____. (ABNT NBR 7222:2011). *Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2011.
- _____. (ABNT NBR 7480:2007). *Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. (ABNT NBR 8522:2008). *Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. Rio de Janeiro, 2008.
- _____. (ACI 440R: 2008). *ACI COMMITTEE 440. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. ACI 318-440, 2008, American Concrete Institute.

- _____. (ABNT NBR 15823:2010). *Concreto auto-adensável*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. (ABNT NBR 6118:2014). *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. (ABNT NBR 6122:2010). *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. (ABNT NBR 9062:2006). *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. (ACI 318-83). *Design Handbook, v. 1: Beams, one-way, brackets, footings and pile caps (ACI 318. IR-84)*. ACI SP-17.
- _____. (CEB-FIP 1990). *Model code for concrete structures. Bulletin D'Information*. Paris, 1990: COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON.
- _____. (CSA STANDARD A23.3-94:1994). *Design of Concrete Structures with Explanatory Notes*. Ontário: Canadian Portland Cement Association, Ontario, Canadá.
- _____. (EN 1991-1-1). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European standard, 2004.
- ADORNO, A. L. (2004). *Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta*. Brasília-DF: 399p, Tese (doutorado), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB.
- ARAÚJO, L. M. (2004). *Análise teórico e experimental de pilares de concreto submetidos à flexão normal composta*. Goiânia-GO: 221p, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia Civil, UFG.
- Barbosa, A. F., & Ribeiro, G. O. (1998). *ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES USING ANSYS NONLINEAR CONCRETE MODEL*. Barcelona, Spain: COMPUTATIONAL MECHANICS, New Trends and Applications.
- BARROS, R. (2013). *Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação*. São Carlos-SP: 335f, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

- BASTOS, P. S. (Agosto de 2011). *Fundamentos do Concreto Armado*. Bauru-SP, SP, Brasil: 107p, Notas de aula, UNESP.
- BASTOS, P. S. (2015). *Pilares de concreto armado*. Bauru-SP: 104p, Notas de Aula, UNESP.
- CARASEK, H. (1996). *Aderência de argamassa à base de Cimento Portland a substratos porosos*. São Paulo-SP: Tese (doutorado), EPUSP, Universidade de São Paulo.
- COUTO, J. P., & COUTO, A. B. (2007). *Importância da revisão dos projectos na redução dos custos de manutenção das construções*. Coimbra, Portugal: Congresso Nacional da Construção, Universidade de Coimbra.
- DELALIBERA, R. G. (2006). *Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica*. São Carlos-SP: 308f, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- DELALIBERA, R. G., & GIONGO, J. S. (2008). *Deformation in the strut of two pile caps*. São Carlos-SP: IBRACON Structural and Material Journal, v.1, n.2, p. 121-157, June 2008.
- DELALIBERA, R. G., & GIONGO, J. S. (2013). *Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject eccentric compression load*. São Carlos-SP: Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. IBRACON Structural and Material Journal, v.6, n.3, p. 436-474, June, 2013.
- EL DEBS, M., CANHA, R., & CAMPOS, G. (2011). *Design of precast columns bases embedded in socket foundation with smooth interfaces*. IBRACON Structural and Material Journal, v.4, n.2, p. 314-323.
- FERREIRA, D. B. (2014). *Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Conectores*. Goiânia-GO: 199p, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia Civil, UFG.
- HOBBS, N. B., & STEIN, P. (1957). *An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers., v. 57, pg. 559-628.
- IYER, P., & SAM, C. (1991). *3-D elastic analysis of three-pile caps*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v. 117, n. 12, p. 2862-2883, Dec.

- IYER, P., & SAM, C. (1992). *Three-dimensional analysis of pile caps*. . Computers and Structures v. 42, n. 3, p. 395-411, Feb.
- IYER, P., & SAM, C. (1995-a). *Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps*. International Journal of Structures, v. 15, n. 1, p. 18-34, Jan/Jun.
- IYER, P., & SAM, C. (1995-b). *Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete two-pile caps*. Computers and Structures, v. 57, p. 605-622, Nov.
- MacGREGOR, J. (1998). *Reinforced concrete: mechanics and design*. Englewood Cliffs, Prentice Hall, New Jersey.
- MANTOVANI, É. C. (2006). *Comportamento de pilares mistos, com ênfase na zona de introdução de cargas*. Belo Horizonte-MG: 252p, Escola de Engenharia, UFMG.
- MARQUES, M. G. (2014). *Análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com chumbadores e concreto auto adensável*. Goiânia-GO: 197p, Dissertação, (Mestrado), Escola de Engenharia Civil, UFG.
- MONTOYA, P., MESEGUER, A., & CABRE, M. (2000). *Hormigón armado*. Barcelona, Espanha: 14ª Edición basada em EHE ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo. Gustavo Gili, Barcelona, Espanha.
- NASCIMENTO, P. P. (2009). *Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores*. Goiânia-GO: 207p, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia Civil, UFG.
- OMAR, M. Y. (2006). *Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA)*. Goiânia-GO: 267p, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia Civil, UFG.
- REIS, A. P. (1998). *Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*. São Carlos-SP: 239f, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- RIGAZZO, A. D. (2003). *Reforço em pilares de concreto armado por cintamento externo com mantas flexíveis de fibras de carbono*. Campinas-SP: 143p, Dissertação (mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP.

- RISSO, M. A. (2008). *Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão*. Rio de Janeiro-RJ: 151p, Dissertação (mestrado), COPPE, UFRJ.
- SAHB, K. F. (2008). *Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo compressão, reforçados, com concreto auto-adensável e chumbadores*. Goiânia-GO: 227p, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia Civil, UFG.
- SCHLAICH, J., & al, e. (1987). *Toward a consistent design of reinforced structural concrete*. Journal of Prestressed Concrete Institute: v.32, n 3, p. 74-150, May-June.
- SOUZA, V. C., & RIPPER, T. (1998). *Patologia, Recuperação e reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo-SP: Pini.
- TAKEUTI, A. R. (1999). *Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. São Carlos-SP: 205p, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- TAKEUTI, A. R. (2003). *Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. São Carlos-SP: 277p, Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- TAYLOR, H. P., & CLARKE, J. L. (1976). *Some detailing problems in concrete frame structures*. January: The Structural Engineer.
- VIRGENS, J. P. (2015). *Análise experimental de pilares de concreto armado, com carga excêntrica, reforçados com chumbadores e concreto autoadensável (CAA)*. Goiânia-GO: 189p, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia Civil, UFG.
- WILLIAN, K. J., & WARNKE, E. D. (1975). *Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete*. In ISMES (Ed.), *International Association for Bridge and Structural Engineering*, 19, p. 174p.

ANEXO A – SCRIPT ANSYS *Pref*

```

! Anderson Souza Rocha
! Reinforced Concrete analysis in APDL ANSYS
code
! Mestrado CMEC-UFG, 2015

/TITLE,Analise Pilar CA reforçado CAA e
conectores, CMEC - UFG, 2015.

/filename,PilarRef-R2

/PREP7

ANTYPE,STATIC

/VUP,1,Z

/VIEW,1,1,2,3

Ec=31.4E3

ni_c=0.2

mi=0.35 !coeficiente de atrito aço-aço e aço-
concreto [-]

fcm=41.90

e_max_c=3.5/1000 !deformação máxima do
concreto [-]

ET,1,SOLID65 !elemento de concreto

KEYOPT,1,1,1$KEYOPT,1,3,0$KEYOPT,1,5,1$K
EYOPT,1,6,3$KEYOPT,1,7,1$KEYOPT,1,8,0

R,1,0,0,0,0,0,0, !propriedades do concreto puro
(sem barra de armadura)

RMORE,0,0,0,0,0,0,

!material do concreto

MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,1,,Ec

MPDATA,PRXY,1,,ni_c

MPDATA,MU,1,,mi

TB,CONCR,1

TBDATA, 1, 0.5, 0.9, 3.5, -1 !fcm

TBDATA, 9, 0.6

ET,2,LINK180

R,2,78.55 !diâmetro 10.0mm

MP,EX,2,200E3

MP,NUXY,2,0.3

TB,BISO,2

TBDATA,1,500,10

ET,3,LINK180

R,3,19.6375 !diâmetro 5.0mm

```

```

MP,EX,3,200E3
MP,NUXY,3,0.3
TB,BISO,3
TBDATA,1,500,10
ET,4,SOLID65 !elemento de concreto
KEYOPT,4,1,1$KEYOPT,4,3,0$KEYOPT,4,5,1$K
EYOPT,4,6,3$KEYOPT,4,7,1$KEYOPT,4,8,0
R,4,2,0.443,135,0,0,0, !propriedades do concreto
reforçado com barra de 5.0 na diagonal do elemento
RMORE,0,0,0,0,0,0,
!material do concreto
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,4,,Ec
MPDATA,PRXY,4,,ni_c
MPDATA,MU,4,,mi
!TB,CONCR,4
!TBDATA, 1, 0.5, 0.9, 5.0, -1
!TBDATA, 9, 0.6
!modelo multilinear (critério de plastificação de von
Mises)
*IF,0.7*(fcm**0.31),LT,2.8,THEN
Dc1=0.7*(fcm**0.31)/1000
*ELSE
Dc1=2.8/1000
*ENDIF
k=1.1*Ec*Dc1/fcm
D1=0.4*fcm/Ec
S1=0.4*fcm
D2=D1+((Dc1-D1)/4)
S2=fcm*(k*(D2/Dc1)-(D2/Dc1)**2)/(1+(k-
2)*(D2/Dc1))
D3=D1+(2*(Dc1-D1)/4)
S3=fcm*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-
2)*(D3/Dc1))
D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)
S4=fcm*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-
2)*(D4/Dc1))
D5=Dc1
S5=fcm
D6=e_max_c
S6=fcm+((Ec/1000)*0.01)
TB,MISO,1,1,6,
TBTEMP,0
TBPT,DEFI,D1,S1$TBPT,DEFI,D2,S2$TBPT,DE
FI,D3,S3$TBPT,DEFI,D4,S4$TBPT,DEFI,D5,S5
TBPT,DEFI,D6,S6
!TB,KINH,4,1,6,
!TBTEMP,0
!TBPT,DEFI,D1,S1$TBPT,DEFI,D2,S2$TBPT,DE
FI,D3,S3$TBPT,DEFI,D4,S4$TBPT,DEFI,D5,S5

```

!TBPT,DEFI,D6,S6	NGEN,3,1,2151,,,10,0
	N,2154,130,280,0
!=====	NGEN,2,1,2154,,,10,0
! Criação dos nós	N,2156,130,290,0
!=====	NGEN,6,2156,1,2156,,0,0,25
N,1,0,0,0	!=====
NGEN,51,1,1,2,1,10,0	! Criação dos elementos
NGEN,21,51,1,51,1,0,10	!=====
N,1072,0,210,0	
NGEN,13,1,1072,,,10,0	type,1
NGEN,80,13,1072,1084,,0,10	mat,1
	real,1
N,2112,130,210,0	
NGEN,9,1,2112,,,10,0	E,1,2,53,52,2157,2158,2158+51,2158+50
N,2121,130,220,0	EGEN,50,1,1
NGEN,8,1,2121,,,10,0	EGEN,20,51,1,50,1,0,0
N,2129,130,230,0	E,1021,1022,1073,1072,3177,3178,3229,3228
NGEN,7,1,2129,,,10,0	! ELEMENTO 1001
N,2136,130,240,0	
NGEN,6,1,2136,,,10,0	EGEN,12,1,1001
N,2142,130,250,0	E,1072,1073,1086,1085,3228,3229,3242,3241
NGEN,5,1,2142,,,10,0	! ELEMENTO 1013
N,2147,130,260,0	EGEN,12,1,1013
NGEN,4,1,2147,,,10,0	EGEN,79,13,1013,1024,1,0,0
N,2151,130,270,0	! ELEMENTOS DA MISULA

!-----

LN1C = 2156 ! último nó da
primeira camada de elementos

E,1033,1034,2112,1084,1033+LN1C,1034+LN1C,
2112+LN1C,1084+LN1C

E,1034,1035,2113,2112,1034+LN1C,1035+LN1C,
2113+LN1C,2112+LN1C ! ELEMENTO
1962

EGEN,8,1,1962

E,1084,2112,2121,1097,1084+LN1C,2112+LN1C,
2121+LN1C,1097+LN1C

E,2112,2113,2122,2121,2112+LN1C,2113+LN1C,
2122+LN1C,2121+LN1C ! ELEMENTO 1971

EGEN,7,1,1971

E,1097,2121,2129,1110,1097+LN1C,2121+LN1C,
2129+LN1C,1110+LN1C

E,2121,2122,2130,2129,2121+LN1C,2122+LN1C,
2130+LN1C,2129+LN1C ! ELEMENTO
1979

EGEN,6,1,1979

E,1110,2129,2136,1123,1110+LN1C,2129+LN1C,
2136+LN1C,1123+LN1C

E,2129,2130,2137,2136,2129+LN1C,2130+LN1C,
2137+LN1C,2136+LN1C ! ELEMENTO
1986

EGEN,5,1,1986

E,1123,2136,2142,1136,1123+LN1C,2136+LN1C,
2142+LN1C,1136+LN1C

E,2136,2137,2143,2142,2136+LN1C,2137+LN1C,
2143+LN1C,2142+LN1C ! ELEMENTO
1992

EGEN,4,1,1992

E,1136,2142,2147,1149,1136+LN1C,2142+LN1C,
2147+LN1C,1149+LN1C

E,2142,2143,2148,2147,2142+LN1C,2143+LN1C,
2148+LN1C,2147+LN1C ! ELEMENTO
1997

EGEN,3,1,1997

E,1149,2147,2151,1162,1149+LN1C,2147+LN1C,
2151+LN1C,1162+LN1C

E,2147,2148,2152,2151,2147+LN1C,2148+LN1C,
2152+LN1C,2151+LN1C

E,2148,2149,2153,2152,2148+LN1C,2149+LN1C,
2153+LN1C,2152+LN1C

E,1162,2151,2154,1175,1162+LN1C,2151+LN1C,
2154+LN1C,1175+LN1C

E,2151,2152,2155,2154,2151+LN1C,2152+LN1C,
2155+LN1C,2154+LN1C

E,1175,2154,2156,1188,1175+LN1C,2154+LN1C,
2156+LN1C,1188+LN1C

E,1042,1043,2120,1042+LN1C,1043+LN1C,2120+
LN1C

E,2119,2120,2128,2119+LN1C,2120+LN1C,2128+
LN1C

E,2127,2128,2135,2127+LN1C,2128+LN1C,2135+
LN1C

E,2134,2135,2141,2134+LN1C,2135+LN1C,2141+
LN1C

E,2140,2141,2146,2140+LN1C,2141+LN1C,2146+
LN1C

E,2145,2146,2150,2145+LN1C,2146+LN1C,2150+LN1C	E,157+LN1C,158+LN1C	! ELEMENTO
	10093	
E,2149,2150,2153,2149+LN1C,2150+LN1C,2153+LN1C	EGEN,6,1,10093	
E,2152,2153,2155,2152+LN1C,2153+LN1C,2155+LN1C	E,1024+LN1C,1075+LN1C	! ELEMENTO
	10099	
E,2154,2155,2156,2154+LN1C,2155+LN1C,2156+LN1C	E,1075+LN1C,1088+LN1C	! ELEMENTO
	10100	
E,1188,2156,1201,1188+LN1C,2156+LN1C,1201+LN1C	EGEN,79,13,10100	
! ELEMENTO 2015		
	! Armadura comprimida	
LE1C = 10075		
	E,163+LN1C,214+LN1C	! ELEMENTO
	10179	
EGEN,5,LN1C,1,LE1C,1,0,0	EGEN,17,51,10179	
	E,1030+LN1C,1081+LN1C	! ELEMENTO
	10196	
! ELEMENTOS DE ARMADURA	E,1081+LN1C,1094+LN1C	! ELEMENTO
!-----	10197	
	EGEN,79,13,10197	
type,2		
mat,2	! Estribos	
real,2		
	type,3	
! Armadura tracionada	mat,3	
	real,3	
E,157+LN1C,157+LN1C+51		! ELEMENTO
10076	E,157+LN1C,158+LN1C	! ELEMENTO
EGEN,17,51,10076	10276	

EGEN,6,1,10276	EGEN,5,6,10668,10682
EGEN,4,255,10276,10281	E,169+LN1C,169+2*LN1C
E,1075+LN1C+26,1076+LN1C+26	! ELEMENTO 10743
! ELEMENTO 10300	E,934+LN1C,934+2*LN1C
EGEN,6,1,10300	EGEN,4,LN1C,10743,10744
EGEN,7,65,10300,10305	EGEN,5,6,10743,10750
EGEN,6,104,10336,10341	E,201+LN1C,252+LN1C
! TERMINOU NO ELEM. 10371	! ELEMENTO 10783
E,157+LN1C,157+LN1C+LN1C	EGEN,15,51,10783
E,163+LN1C,163+LN1C+LN1C	ESEL,S,TYPE,,1
EGEN,4,LN1C,10372,10373	ESEL,R,CENT,Y,0,320
EGEN,4,255,10372,10379	EMODIF,ALL,MAT,4
! ELEMENTO 10403	EMODIF,ALL,type,4
E,1075+LN1C+26,1075+2*LN1C+26	EMODIF,ALL,real,4
E,1081+LN1C+26,1081+2*LN1C+26	ALLSEL,ALL
EGEN,4,LN1C,10404,10405	!=====
EGEN,7,65,10404,10411	! CONDIÇÕES DE CONTORNO
EGEN,6,104,10452,10459	!=====
! TERMINOU NO ELEM. 10499	NSEL,S,LOC,Z,125
E,163+LN1C,164+LN1C	D,ALL,UZ,0
EGEN,38,1,10500	ALLSEL,ALL
E,201+LN1C,201+LN1C+LN1C	!=====
! ELEMENTO 10538	NSEL,S,LOC,Y,1000
EGEN,4,LN1C,10538	
EGEN,4,255,10500,10541	
E,169+LN1C,169+LN1C+51	
! ELEMENTO 10668	
EGEN,15,51,10668	

```

D,ALL,UY,0
ALLSEL,ALL

!NSEL,S,LOC,X,500

!D,ALL,UX,0
!ALLSEL,ALL

FINISH

/SOLU

!=====

! CARREGAMENTO

!=====

NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,100,140
*GET, num_nodes, NODE, , COUNT
F,ALL,FY,65000/num_nodes
D,ALL,UX,0
D,ALL,UZ,0

!----- PARÂMETROS DA SOLUÇÃO
NAO-LINEAR -----

nsbt=500      !nº de substeps desejado
nsbtmax=1000 !nº máximo de substeps

nsbtmin=20    !nº mínimo de substeps
nite=50       !nº de iterações máxima para cada
substep

nsbt_salvar=1 !intervalo de substeps para a
escrita do arquivo de resultados

nsbt_restart=1 !intervalo de substeps para a
escrita do arquivo de restart

plast_max=50  !deformação plástica limite para
interrupção do cálculo

tolerancia=0.001 !tolerância do cálculo numérico

norma=2       !norma do vetor resposta (0->
lim.inferior, 1-> L1, 2-> L2)

lnsrch=1      !LINE SEARCH (0 -> inativo, 1-
> ativo

!---- CRITÉRIOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR --
-----

/SOL
allsel,all
CNVTOL,U,,tolerancia,norma,1,
NSUBST,nsbt,nsbtmax,nsbtmin

OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,ALL      !,nsbt_salvar

AUTOTS,1
CUTCONTROL,PLSLIMIT,plast_max,

```

LNSRCH,lnsrch

NEQIT,nite

RESCONTRL,DEFINE,ALL,nsbt_restart,1

!---

NLGEOM,1

NROPT,FULL, ,ON

STAOPT,DEFA

LUMPM,0

EQSLV, , ,0, ,DELE

MSAVE,0

PCGOPT,0, ,AUTO, , ,AUTO

PIVCHECK,1

PSTRESS,0

TOFFST,0,

SAVE ! Save your work to the database

ALLSEL, ALL

SOLVE ! Solve the problem

FINISH ! Finish the solution processor

SAVE ! Save your work to the database

ANEXO B – SCRIPT ANSYS *Pmon*

! Anderson Souza Rocha

! Reinforced Concrete analysis in APDL ANSYS
code

! Mestrado CMEC-UFG, 2015

/TITLE,Analise Pilar CA reforçado CAA e
conectores, CMEC - UFG, 2015.

/filename,PILARMON-R3

/PREP7

ANTYPE,STATIC

/VUP,1,Z

/VIEW,1,1,2,3

/REPLOT

Ec=31.4E3

ni_c=0.2

mi=0.35 !coeficiente de atrito aço-aço e aço-
concreto [-]

fcm=41.30

e_max_c=3.5/1000 !deformação máxima do
concreto [-]

C = 30

ET,1,SOLID65 !elemento de concreto

KEYOPT,1,1,1\$KEYOPT,1,3,0\$KEYOPT,1,5,1\$K
EYOPT,1,6,3\$KEYOPT,1,7,1\$KEYOPT,1,8,0

R,1,0,0,0,0,0,0, !propriedades do concreto puro
(sem barra de armadura)

RMORE,0,0,0,0,0,0,

!material do concreto

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,1,,Ec

MPDATA,PRXY,1,,ni_c

MPDATA,MU,1,,mi

TB,CONCR,1

TBDATA, 1, 0.5, 0.9, 3.5, -1 !fcm

TBDATA, 9, 0.6

ET,2,LINK180

R,2,78.55 !diâmetro 10.0mm

MP,EX,2,200E3

MP,NUXY,2,0.3

TB,BISO,2

TBDATA,1,500,10

ET,3,LINK180

R,3,19.6375 !diâmetro 5.0mm

```

MP,EX,3,200E3
MP,NUXY,3,0.3
TB,BISO,3
TBDATA,1,500,10
ET,4,SOLID65 !elemento de concreto
KEYOPT,4,1,1$KEYOPT,4,3,0$KEYOPT,4,5,1$K
EYOPT,4,6,3$KEYOPT,4,7,1$KEYOPT,4,8,0
!R,4,2,0.443,135,0,0,0, !propriedades do concreto
reforçado com barra de 5.0 na !diagonal do
elemento
!RMORE,0,0,0,0,0,0,
!material do concreto
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,4,,Ec
MPDATA,PRXY,4,,ni_c
! MPDATA,MU,4,,mi
!TB,CONCR,4
!TBDATA, 1, 0.5, 0.9, 5.0, -1
!TBDATA, 9, 0.6
!modelo multilinear (critério de plastificação de von
Mises)
*IF,0.7*(fcm**0.31),LT,2.8,THEN
    Dc1=0.7*(fcm**0.31)/1000
*ELSE
    Dc1=2.8/1000
*ENDIF
k=1.1*Ec*Dc1/fcm
D1=0.4*fcm/Ec
S1=0.4*fcm
D2=D1+((Dc1-D1)/4)
S2=fcm*(k*(D2/Dc1)-(D2/Dc1)**2)/(1+(k-
2)*(D2/Dc1))
D3=D1+(2*(Dc1-D1)/4)
S3=fcm*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-
2)*(D3/Dc1))
D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)
S4=fcm*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-
2)*(D4/Dc1))
D5=Dc1
S5=fcm
D6=e_max_c
S6=fcm+((Ec/1000)*0.01)
TB,MISO,1,1,6,
TBTEMP,0
TBPT,DEFI,D1,S1$TBPT,DEFI,D2,S2$TBPT,DE
FI,D3,S3$TBPT,DEFI,D4,S4$TBPT,DEFI,D5,S5
TBPT,DEFI,D6,S6
!TB,MISO,4,1,6,
!TBTEMP,0

```

!TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,S2\$TBPT,DE	K,20,0,0,125
FI,D3,S3\$TBPT,DEFI,D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5	K,21,120,0,125
!TBPT,DEFI,D6,S6	K,22,220,0,125
	K,23,500,0,125
!=====	K,24,0,200,125
! Criação dos KEYPOINTS	K,25,120,200,125
!=====	K,26,220,200,125
K,1,0,0,0	K,27,500,200,125
K,2,120,0,0	K,28,0,300,125
K,3,220,0,0	K,29,120,300,125
K,4,500,0,0	K,30,0,1000,125
K,5,0,200,0	K,31,120,1000,125
K,6,120,200,0	K,32,155,1000,125
K,7,220,200,0	K,33,155,300,125
K,8,500,200,0	K,34,155,265,125
K,9,0,300,0	K,35,155,200,125
K,10,120,300,0	K,36,155,0,125
K,11,0,1000,0	K,37,120,265,125
K,12,120,1000,0	K,38,0,265,125
K,13,155,1000,0	
K,14,155,300,0	V,1,2,6,5,20,21,25,24
K,15,155,265,0	V,2,17,16,6,21,36,35,25
K,16,155,200,0	V,17,3,7,16,36,22,26,35
K,17,155,0,0	V,3,4,8,7,22,23,27,26
K,18,120,265,0	V,5,6,18,19,24,25,37,38
K,19,0,265,0	V,6,16,15,18,25,35,34,37

V,16,7,15,35,26,34	K,106,C,C,C
V,19,18,10,9,38,37,29,28	K,107,120-C,C,C
V,18,15,14,10,37,34,33,29	K,108,120-C,C,125
!V,15,14,10,34,33,29	L,105,106
V,9,10,12,11,28,29,31,30	L,106,107
V,10,14,13,12,29,33,32,31	L,107,108
!*****	LGEN,11,81,83,1,0,50,0,4,1,0 ! comando per!goso, pois depende do número das últimas linhas geradas
! BARRAS DE ARMADURA	
!*****	LSEL,S,LINE,,81,113,1
! N1 *****	CM, N3, LINE
	! N2 *****
K,101,C,C,C	
K,102,120-C,C,C	K,149,C,1000,C
K,103,C,1000,C	K,150,120-C,1000,C
K,104,120-C,1000,C	K,151,C,1000,125
L,101,102	K,152,120-C,1000,125
L,101,103	L,149,150
L,102,104	L,149,151
LSEL,S,LINE,,78,80,1	L,150,152
CM, N1, LINE	LGEN,5,114,116,1,0,-100,0,4,1,0
! N3 *****	LSEL,S,LINE,,114,128,1
K,105,C,C,125	CM, N2, LINE

```

ALLSEL,ALL
VSEL,A,VOLU,,11
CM, PILAR, VOLU

CMSEL,S,N1,LINE
MAT,1
TYPE,1
REAL,1
VMESH,ALL

MAT,2
TYPE,2
REAL,2

LESIZE,ALL,C/3, , , 1, , , 0,
ALLSEL,ALL

LMESH,ALL
VSEL,ALL

ALLSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,1,9,1
! cria um grupo de volumes
chamado CABECA

CM, CABECA, VOLU

MAT,3
*****
*****
! aqui está o problema; por isto estou des-
selecionado estes volumes

TYPE,3
! porque não consigo gerar malha neles

REAL,3
!VSEL,U,VOLU,,6,7

LESIZE,ALL,C/3, , , 1, , , 0,
!VSEL,U,VOLU,,9,10

LMESH,ALL

ALLSEL,ALL
*****
*****

VSEL,ALL
MAT,4

ESIZE,C/3
TYPE,4

REAL,4

VSEL,S,VOLU,,10
MSHKEY,1
! cria um grupo de volumes
chamado PILAR

```

```

VMESH,ALL                                NSEL,S,LOC,Y,1000
                                           D,ALL,UY,0
ALLSEL,ALL                                ALLSEL,ALL

/ESHAPE,1,1                               FINISH
/REPL

                                           /SOLU

VSEL,S,VOLU,,1
VSEL,A,VOLU,,5                            !=====
VSEL,A,VOLU,,8                            ! CARREGAMENTO
VSEL,A,VOLU,,10                          !=====

ESLV,S
ESEL,A,TYPE,,2,3                          NSEL,S,LOC,Y,0
NSLE,S,ALL                                NSEL,R,LOC,X,100,140
NUMMRG,NODE,5,,HIGH                      *GET, num_nodes, NODE, , COUNT
NUMMRG,NODE,5,,HIGH                      F,ALL,FY,250000/num_nodes
ALLSEL,ALL                                D,ALL,UX,0
                                           D,ALL,UZ,0

!=====
! CONDIÇÕES DE CONTORNO                  !----- PARÂMETROS DA SOLUÇÃO
!=====                                  NAO-LINEAR -----

                                           nsbt=500      !nº de substeps desejado
                                           nsbtmax=1000 !nº máximo de substeps
                                           nsbtmin=20   !nº mínimo de substeps
                                           nite=200    !nº de iterações máxima para cada
                                           substep

```

```

nsbt_salvar=1    !intervalo de substeps para a
escrita do arquivo de resultados

nsbt_restart=1  !intervalo de substeps para a
escrita do arquivo de restart

plast_max=50    !deformação plástica limite para
interrupção do cálculo

tolerancia=0.001 !tolerância do cálculo numérico

norma=2         !norma do vetor resposta (0->
lim.inferior, 1-> L1, 2-> L2)

lnsrch=1        !LINE SEARCH (0 -> inativo, 1-
> ativo

!---- CRITÉRIOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR --
-----

/SOL

allsel,all

CNVTOL,U,,tolerancia,norma,1,

NSUBST,nsbt,nsbtmax,nsbtmin

OUTRES,ERASE

OUTRES,ALL,1 !,nsbt_salvar

AUTOTS,1

CUTCONTROL,PLSLIMIT,plast_max,

LNSRCH,lnsrch

NEQIT,nite

RESCONTRL,DEFINE,ALL,nsbt_restart,1

!---
NLGEOM,1
NROPT,FULL, ,ON
STAOPT,DEFA
LUMPM,0
EQSLV, , ,0, ,DELE
MSAVE,0
PCGOPT,0, ,AUTO, , ,AUTO
PIVCHECK,1
PSTRESS,0
TOFFST,0

SAVE          ! Save your work to the database

ALLSEL, ALL

SOLVE        ! Solve the problem

FINISH       ! Finish the solution processor

SAVE        ! Save your work to the database

```

ANEXO C – SCRIPT ANSYS P1

```

! Anderson Souza Rocha
! Reinforced Concrete analysis in APDL ANSYS
code
! Mestrado CMEC-UFG, 2015

/TITLE,Analise Pilar CA reforçado CAA e
conectores, CMEC - UFG, 2015.

/filename,PILARREFOR-P1-R4

/PREP7

ANTYPE,STATIC

/VUP,1,Z

/VIEW,1,1,2,3

/REPLOT

Ec=31.4E3

ni_c=0.2

mi=0.35 !coeficiente de atrito aço-aço e aço-
concreto [-]

fcm=45.9

e_max_c=3.5/1000 !deformação máxima do
concreto [-]

C = 30

Ec2=31.2E3

fcm2=40.0

ET,1,SOLID65 !elemento de concreto

KEYOPT,1,1,1$KEYOPT,1,3,0$KEYOPT,1,5,1$K
EYOPT,1,6,3$KEYOPT,1,7,1$KEYOPT,1,8,0

R,1,0,0,0,0,0, !propriedades do concreto puro
(sem barra de armadura)

RMORE,0,0,0,0,0,0,

!material do concreto

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,1,,Ec

MPDATA,PRXY,1,,ni_c

MPDATA,MU,1,,mi

TB,CONCR,1

TBDATA, 1, 0.5, 0.9, 3.5, -1 !fcm

TBDATA, 9, 0.6

ET,2,LINK180

R,2,78.55 !diâmetro 10.0mm

MP,EX,2,200E3

MP,NUXY,2,0.3

TB,BISO,2

TBDATA,1,500,10

```


$$S3=fcm*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D3/Dc1))$$

$$D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)$$

$$S4=fcm*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D4/Dc1))$$

$$D5=Dc1$$

$$S5=fcm$$

$$D6=e_max_c$$

$$S6=fcm+((Ec/1000)*0.01)$$

TB,MISO,1,1,6,

TBTEMP,0

TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5

TBPT,DEFI,D6,S6

!modelo multilinear (critério de plastificação de von Mises) CONCRETO 5

IF,0.7(fcm2**0.31),LT,2.8,THEN

$$Dc1=0.7*(fcm2**0.31)/1000$$

*ELSE

$$Dc1=2.8/1000$$

*ENDIF

$$k=1.1*Ec2*Dc1/fcm2$$

$$D1=0.4*fcm2/Ec2$$

$$S1=0.4*fcm2$$

$$D2=D1+((Dc1-D1)/4)$$

$$S2=fcm2*(k*(D2/Dc1)-(D2/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D2/Dc1))$$

$$D3=D1+(2*(Dc1-D1)/4)$$

$$S3=fcm2*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D3/Dc1))$$

$$D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)$$

$$S4=fcm2*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D4/Dc1))$$

$$D5=Dc1$$

$$S5=fcm2$$

$$D6=e_max_c$$

$$S6=fcm2+((Ec2/1000)*0.01)$$

TB,MISO,5,1,6,

TBTEMP,0

TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5

TBPT,DEFI,D6,S6

!=====

! Criação dos KEYPOINTS

!=====

K,1,0,0,0

K,2,120,0,0

K,3,220,0,0

K,4,500,0,0

K,5,0,200,0

K,6,120,200,0

K,7,220,200,0

K,8,500,200,0	K,34,155,265,125
K,9,0,300,0	K,35,155,200,125
K,10,120,300,0	K,36,155,0,125
K,11,0,1000,0	K,37,120,265,125
K,12,120,1000,0	K,38,0,265,125
K,13,155,1000,0	
K,14,155,300,0	V,1,2,6,5,20,21,25,24
K,15,155,265,0	V,2,17,16,6,21,36,35,25
K,16,155,200,0	V,17,3,7,16,36,22,26,35
K,17,155,0,0	V,3,4,8,7,22,23,27,26
K,18,120,265,0	V,5,6,18,19,24,25,37,38
K,19,0,265,0	V,6,16,15,18,25,35,34,37
K,20,0,0,125	V,16,7,15,35,26,34
K,21,120,0,125	V,19,18,10,9,38,37,29,28
K,22,220,0,125	V,18,15,14,10,37,34,33,29
K,23,500,0,125	!V,15,14,10,34,33,29
K,24,0,200,125	V,9,10,12,11,28,29,31,30
K,25,120,200,125	V,10,14,13,12,29,33,32,31
K,26,220,200,125	
K,27,500,200,125	!*****
K,28,0,300,125	! BARRAS DE ARMADURA
K,29,120,300,125	!*****
K,30,0,1000,125	
K,31,120,1000,125	! N1 *****
K,32,155,1000,125	
K,33,155,300,125	K,101,C,C,C

```

K,102,120-C,C,C
K,103,C,1000,C
K,104,120-C,1000,C
L,101,102
L,101,103
L,102,104
LSEL,S,LINE,,78,80,1
CM, N1, LINE

! N3 *****

K,105,C,C,125
K,106,C,C,C
K,107,120-C,C,C
K,108,120-C,C,125
L,105,106
L,106,107
L,107,108
LGEN,11,81,83,1,0,50,0,4,1,0 ! comando
per!goso, pois depende do número das últimas
linhas geradas

LSEL,S,LINE,,81,113,1
CM, N3, LINE

! N2 *****

K,149,C,1000,C
K,150,120-C,1000,C
K,151,C,1000,125
K,152,120-C,1000,125
L,149,150
L,149,151
L,150,152
LGEN,5,114,116,1,0,-100,0,4,1,0

LSEL,S,LINE,,114,128,1
CM, N2, LINE

! N4 *****
! último KP = 168
! última L = 128

K,200,130,1000,50
K,201,130,1000,125
L,200,201
LGEN,5,129,,1,0,-150,0,4,1,0
! caso Pilar P1

K,250,130,300,50
L,200,250
! ferro
longitudinal que segura a arm. pele

! chumbadores

```

```

K,251,130,1000,50
K,252,60,1000,50
L,251,252
K,253,130,920,100
K,254,60,920,100
L,253,254
LGEN,5,135,136,1,0,-150,0,4,1,0
      ! caso Pilar P1

LSEL,S,LINE,,129,144,1
      ! caso Pilar P1

CM, N4, LINE

ALLSEL,ALL

CMSEL,S,N2,LINE
CMSEL,A,N3,LINE
CMSEL,A,N4,LINE
MAT,3
TYPE,3
REAL,3
LESIZE,ALL,C/3, , , 1, , , 0,
LMESH,ALL

ALLSEL,ALL
VSEL,ALL
ESIZE,C/3

VSEL,S,VOLU,,10
      ! cria um grupo de volumes
      chamado SUBSTRATO
CM, SUBSTRATO, VOLU

ALLSEL,ALL

CMSEL,S,N1,LINE
MAT,2
TYPE,2
REAL,2
LESIZE,ALL,C/3, , , 1, , , 0,
LMESH,ALL

ALLSEL,ALL
CMSEL,S,N2,LINE
CMSEL,A,N3,LINE
CMSEL,A,N4,LINE
MAT,3
TYPE,3
REAL,3
LESIZE,ALL,C/3, , , 1, , , 0,
LMESH,ALL

ALLSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,10
      ! cria um grupo de volumes
      chamado REFORCO
CM, REFORCO, VOLU

```

```

MAT,5

TYPE,5                               /ESHAPE,1,1

REAL,5                               /REPL

VMESH,ALL

                                           VSEL,S,VOLU,,1

ALLSEL,ALL                           VSEL,A,VOLU,,5

VSEL,ALL                              VSEL,A,VOLU,,8

                                           VSEL,A,VOLU,,10

VSEL,S,VOLU,,1,9,1                 VSEL,A,VOLU,,11
      ! cria um grupo de volumes
chamado CABECA

CM, CABECA, VOLU

!*****
*****

! aqui está o problema; por isto estou des-
selecionado estes volumes

! porque não consigo gerar malha neles

!VSEL,U,VOLU,,6,7

!VSEL,U,VOLU,,9,10

!*****
*****

MAT,4

TYPE,4                               !=====

REAL,4

MSHKEY,1                             NSEL,S,LOC,Z,125

VMESH,ALL                             D,ALL,UZ,0

ALLSEL,ALL                           ALLSEL,ALL

```

NSEL,S,LOC,Y,1000

D,ALL,UY,0

ALLSEL,ALL

FINISH

/SOLU

!=====

! CARREGAMENTO

!=====

NSEL,S,LOC,Y,0

NSEL,R,LOC,X,100,140

*GET, num_nodes, NODE, , COUNT

F,ALL,FY,260000/num_nodes

D,ALL,UX,0

D,ALL,UZ,0

!----- PARÂMETROS DA SOLUÇÃO
NAO-LINEAR -----

nsbt=500 !nº de substeps desejado

nsbtmax=1000 !nº máximo de substeps

nsbtmin=200 !nº mínimo de substeps

nite=50 !nº de iterações máxima para cada
substep

nsbt_salvar=5 !intervalo de substeps para a
escrita do arquivo de resultados

nsbt_restart=5 !intervalo de substeps para a
escrita do arquivo de restart

plast_max=50 !deformação plástica limite para
interrupção do cálculo

tolerancia=0.001 !tolerância do cálculo numérico

norma=2 !norma do vetor resposta (0->
lim.inferior, 1-> L1, 2-> L2)

lnsrch=1 !LINE SEARCH (0 -> inativo, 1-
> ativo

!---- CRITÉRIOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR --

/SOL

allsel,all

CNVTOL,U,,tolerancia,norma,1,

NSUBST,nsbt,nsbtmax,nsbtmin

OUTRES,ERASE

OUTRES,ALL,1 !,nsbt_salvar

AUTOTS,1

CUTCONTROL,PLSLIMIT,plast_max,

LNSRCH,lnsrch

NEQIT,nite

RESCONTRL,DEFINE,ALL,nsbt_restart,1

!---

NLGEOM,1

NROPT,FULL, ,ON

STAOPT,DEFA

LUMPM,0

EQSLV, , ,0, ,DELE

MSAVE,0

PCGOPT,0, ,AUTO, , ,AUTO

PIVCHECK,1

PSTRESS,0

TOFFST,0,

SAVE ! Save your work to the database

ALLSEL, ALL

SOLVE ! Solve the problem

FINISH ! Finish the solution processor

SAVE ! Save your work to the database

ANEXO D – SCRIPT ANSYS P2

```

! Anderson Souza Rocha
! Reinforced Concrete analysis in APDL ANSYS
code
! Mestrado CMEC-UFG, 2015

/TITLE,Analise Pilar CA reforçado CAA e
conectores, CMEC - UFG, 2015.

/filename,PILARREFOR-P2-R4

/PREP7

ANTYPE,STATIC

/VUP,1,Z

/VIEW,1,1,2,3

/REPLOT

Ec=31.4E3

ni_c=0.2

mi=0.35 !coeficiente de atrito aço-aço e aço-
concreto [-]

fcm=45.9

e_max_c=3.5/1000 !deformação máxima do
concreto [-]

C = 30

Ec2=31.2E3

fcm2=40.0

ET,1,SOLID65 !elemento de concreto

KEYOPT,1,1,1$KEYOPT,1,3,0$KEYOPT,1,5,1$K
EYOPT,1,6,3$KEYOPT,1,7,1$KEYOPT,1,8,0

R,1,0,0,0,0,0, !propriedades do concreto puro
(sem barra de armadura)

RMORE,0,0,0,0,0,0,

!material do concreto

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,1,,Ec

MPDATA,PRXY,1,,ni_c

MPDATA,MU,1,,mi

TB,CONCR,1

TBDATA, 1, 0.5, 0.9, 3.5, -1 !fcm

TBDATA, 9, 0.6

ET,2,LINK180

R,2,78.55 !diâmetro 10.0mm

MP,EX,2,200E3

MP,NUXY,2,0.3

TB,BISO,2

TBDATA,1,500,10

```


$$S3=fcm*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D3/Dc1))$$

$$D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)$$

$$S4=fcm*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D4/Dc1))$$

$$D5=Dc1$$

$$S5=fcm$$

$$D6=e_max_c$$

$$S6=fcm+((Ec/1000)*0.01)$$

TB,MISO,1,1,6,

TBTEMP,0

TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5

TBPT,DEFI,D6,S6

!modelo multilinear (critério de plastificação de von Mises) CONCRETO 5

IF,0.7(fcm2**0.31),LT,2.8,THEN

$$Dc1=0.7*(fcm2**0.31)/1000$$

*ELSE

$$Dc1=2.8/1000$$

*ENDIF

$$k=1.1*Ec2*Dc1/fcm2$$

$$D1=0.4*fcm2/Ec2$$

$$S1=0.4*fcm2$$

$$D2=D1+((Dc1-D1)/4)$$

$$S2=fcm2*(k*(D2/Dc1)-(D2/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D2/Dc1))$$

$$D3=D1+(2*(Dc1-D1)/4)$$

$$S3=fcm2*(k*(D3/Dc1)-(D3/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D3/Dc1))$$

$$D4=D1+(3*(Dc1-D1)/4)$$

$$S4=fcm2*(k*(D4/Dc1)-(D4/Dc1)**2)/(1+(k-2)*(D4/Dc1))$$

$$D5=Dc1$$

$$S5=fcm2$$

$$D6=e_max_c$$

$$S6=fcm2+((Ec2/1000)*0.01)$$

TB,MISO,5,1,6,

TBTEMP,0

TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5

TBPT,DEFI,D6,S6

!=====

! Criação dos KEYPOINTS

!=====

K,1,0,0,0

K,2,120,0,0

K,3,220,0,0

K,4,500,0,0

K,5,0,200,0

K,6,120,200,0

K,7,220,200,0

K,8,500,200,0	K,34,155,265,125
K,9,0,300,0	K,35,155,200,125
K,10,120,300,0	K,36,155,0,125
K,11,0,1000,0	K,37,120,265,125
K,12,120,1000,0	K,38,0,265,125
K,13,155,1000,0	
K,14,155,300,0	V,1,2,6,5,20,21,25,24
K,15,155,265,0	V,2,17,16,6,21,36,35,25
K,16,155,200,0	V,17,3,7,16,36,22,26,35
K,17,155,0,0	V,3,4,8,7,22,23,27,26
K,18,120,265,0	V,5,6,18,19,24,25,37,38
K,19,0,265,0	V,6,16,15,18,25,35,34,37
K,20,0,0,125	V,16,7,15,35,26,34
K,21,120,0,125	V,19,18,10,9,38,37,29,28
K,22,220,0,125	V,18,15,14,10,37,34,33,29
K,23,500,0,125	!V,15,14,10,34,33,29
K,24,0,200,125	V,9,10,12,11,28,29,31,30
K,25,120,200,125	V,10,14,13,12,29,33,32,31
K,26,220,200,125	
K,27,500,200,125	!*****
K,28,0,300,125	! BARRAS DE ARMADURA
K,29,120,300,125	!*****
K,30,0,1000,125	
K,31,120,1000,125	! N1 *****
K,32,155,1000,125	
K,33,155,300,125	K,101,C,C,C

K,102,120-C,C,C

K,103,C,1000,C

K,104,120-C,1000,C

L,101,102

L,101,103

L,102,104

LSEL,S,LINE,,78,80,1

CM, N1, LINE

! N3 *****

K,105,C,C,125

K,106,C,C,C

K,107,120-C,C,C

K,108,120-C,C,125

L,105,106

L,106,107

L,107,108

LGEN,11,81,83,1,0,50,0,4,1,0 ! comando
per!goso, pois depende do número das últimas
linhas geradas

LSEL,S,LINE,,81,113,1

CM, N3, LINE

! N2 *****

K,149,C,1000,C

K,150,120-C,1000,C

K,151,C,1000,125

K,152,120-C,1000,125

L,149,150

L,149,151

L,150,152

LGEN,5,114,116,1,0,-100,0,4,1,0

LSEL,S,LINE,,114,128,1

CM, N2, LINE

! N4 *****

! último KP = 168

! última L = 128

K,200,130,1000,50

K,201,130,1000,125

L,200,201

LGEN,9,129,,1,0,-75.1,0,4,1,0

! caso Pilar P2/P3

K,250,130,300,50

L,200,250

! ferro longitudinal que segura a

arm. pele

```

! chumbadores                                ALLSEL,ALL

K,251,130,1000,50                            CMSEL,S,N2,LINE
K,252,60,1000,50                             CMSEL,A,N3,LINE
L,251,252                                    CMSEL,A,N4,LINE
K,253,130,920,100                           MAT,3
K,254,60,920,100                            TYPE,3
L,253,254                                    REAL,3
LGEN,5,139,140,1,0,-150,0,4,1,0            LESIZE,ALL,C/3, , , 1, , , 0,
! caso Pilar P2/P3                          LMESSH,ALL

LSEL,S,LINE,,129,148,1                      ALLSEL,ALL

! caso Pilar                                VSEL,ALL
P2/P3                                        ESIZE,C/3
CM, N4, LINE

VSEL,S,VOLU,,10                             ! cria um grupo
de volumes chamado SUBSTRATO

ALLSEL,ALL                                  CM, SUBSTRATO, VOLU

CMSEL,S,N1,LINE                             MAT,1
MAT,2                                        TYPE,1
TYPE,2                                       REAL,1
REAL,2                                       VMESH,ALL

LESIZE,ALL,C/3, , , 1, , , 0,
LMESSH,ALL                                  VSEL,S,VOLU,,11
! cria um grupo de volumes
chamado REFORCO

```

```

CM, REFORCO, VOLU
ALLSEL,ALL

MAT,5
/ESHAPE,1,1

TYPE,5
/REPL

REAL,5

VMESH,ALL

VSEL,S,VOLU,,1

VSEL,A,VOLU,,5

VSEL,A,VOLU,,8

VSEL,A,VOLU,,10

VSEL,A,VOLU,,11

VSEL,S,VOLU,,1,9,1      ! cria um grupo
de volumes chamado CABECA

CM, CABECA, VOLU

!*****
*****

! aqui está o problema; por isto estou des-
selecionado estes volumes

! porque não consigo gerar malha neles

!VSEL,U,VOLU,,6,7

!VSEL,U,VOLU,,9,10

!*****
*****

MAT,4

TYPE,4

REAL,4

MSHKEY,1

VMESH,ALL

NSLE,S,ALL

NUMMRG,NODE,5,,HIGH

NUMMRG,NODE,5,,HIGH

NUMMRG,NODE,5,,HIGH

NUMMRG,NODE,5,,HIGH

ALLSEL,ALL

!=====

! CONDIÇÕES DE CONTORNO

!=====

NSEL,S,LOC,Z,125

D,ALL,UZ,0

ALLSEL,ALL

```

```
NSEL,S,LOC,Y,1000
```

```
D,ALL,UY,0
```

```
ALLSEL,ALL
```

```
FINISH
```

```
/SOLU
```

```
!=====
```

```
! CARREGAMENTO
```

```
!=====
```

```
NSEL,S,LOC,Y,0
```

```
NSEL,R,LOC,X,100,140
```

```
*GET, num_nodes, NODE, , COUNT
```

```
F,ALL,FY,260000/num_nodes
```

```
D,ALL,UX,0
```

```
D,ALL,UZ,0
```

```
!----- PARÂMETROS DA SOLUÇÃO  
NAO-LINEAR -----
```

```
nsbt=500      !nº de substeps desejado
```

```
nsbtmax=1000 !nº máximo de substeps
```

```
nsbtmin=20   !nº mínimo de substeps
```

```
nite=50      !nº de iterações máxima para cada  
substep
```

```
nsbt_salvar=5 !intervalo de substeps para a  
escrita do arquivo de resultados
```

```
nsbt_restart=5 !intervalo de substeps para a  
escrita do arquivo de restart
```

```
plast_max=50 !deformação plástica limite para  
interrupção do cálculo
```

```
tolerancia=0.001 !tolerância do cálculo numérico
```

```
norma=2      !norma do vetor resposta (0->  
lim.inferior, 1-> L1, 2-> L2)
```

```
lnsrch=1     !LINE SEARCH (0 -> inativo, 1-  
> ativo
```

```
!---- CRITÉRIOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR --
```

```
/SOL
```

```
allsel,all
```

```
CNVTOL,U,,tolerancia,norma,1,
```

```
NSUBST,nsbt,nsbtmax,nsbtmin
```

```
OUTRES,ERASE
```

```
OUTRES,ALL,1 !,nsbt_salvar
```

```
AUTOTS,1
```

```
CUTCONTROL,PLSLIMIT,plast_max,
```

```
LNSRCH,lnsrch
```

```
NEQIT,nite
```

```
RESCONTRL,DEFINE,ALL,nsbt_restart,1
```

!---

NLGEOM,1

ALLSEL, ALL

NROPT,FULL, ,ON

STAOPT,DEFA

SOLVE

! Solve the problem

LUMPM,0

EQSLV, , ,0, ,DELE

FINISH

! Finish the solution processor

MSAVE,0

PCGOPT,0, ,AUTO, , ,AUTO

SAVE

! Save your work to the database

PIVCHECK,1

PSTRESS,0

TOFFST,0,

SAVE ! Save your work to the database

ANEXO E – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DO CONCRETO AUTO ADENSÁVEL

Data de Produção	CIMENTO GRANEL CP II - F-40 - Centro: CIM - Cazarina												
	InterCement			Código do Produto: 1229			Responsável Técnico: Fabricio Machado de Oliveira - CRQ-07301410			Responsável Laboratório: Fabricio Oliveira			
	Norma: NBR - 11578			EXIGÊNCIAS FÍSICAS E MECÂNICAS				EXIGÊNCIAS QUÍMICAS					
FINURA			TEMPO DE PEGA (MIN)		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)				Perda ao Fogo (%)				
# 200 (%)	# 325 (%)	Blaine (cm ² /g)	Início de Pega	Fim de Pega	01 Dia	03 Dias	07 Dias	28 Dias	Ree. Inesolúvel	Perda ao Fogo	MgO	SO ₃	
02/01/2015	0,2	3,5	4370	140	180	18	28,7	37,4	49,3	0,71	4,45	1,07	3,57
05/01/2015	0,2	3,7	4210	130	165	19	30,6	39,6	51,4	0,85	4,04	1,09	3,43
06/01/2015	0,4	3,6	4360	120	165	17,7	28,7	38	48,1	0,97	3,91	1,05	3,42
07/01/2015	0,3	3,1	4190	140	180	21,5	31,4	40,3	50	1,08	3,86	1,03	3,36
08/01/2015	0,3	3,1	4140	140	165	19,4	28,9	38,3	48,4	1,05	4,25	1,03	3,68
09/01/2015	0,3	3,1	3990	140	165	19,2	29,2	38	48,7	1,16	3,76	1,03	3,43
12/01/2015	0,2	2,9	4410	130	165	19,6	29	38	49,1	0,99	3,58	1,03	3,67
13/01/2015	0,3	3,1	4480	130	165	21,5	34,3	41,7	50,2	0,98	3,61	1	3,76
14/01/2015	0,2	3,9	4340	130	165	19,6	32,1	39,2	49,8	0,9	4,09	1,02	3,68
15/01/2015	0,2	3	4400	140	180	20,2	33,2	41,7	49,3	0,93	4,13	1,01	3,73
16/01/2015	0,2	3	4360	130	165	21,2	31,9	38,7	48,8	0,91	4,34	1,02	3,48
19/01/2015	0,3	4,3	4480	130	165	19,5	30,7	39,7	53,5	0,77	4,39	1,01	3,42
20/01/2015	0,3	3,8	4590	140	180	18,8	30,4	38,3	47,5	0,68	4,95	1,04	3,53
21/01/2015	0,3	3,4	4190	130	165	18,3	29,8	39,6	48	0,97	4,09	1,03	2,55
22/01/2015	0,3	3,3	4360	130	165	17,8	28,6	38,9	48	0,89	4,06	1,08	3,52
23/01/2015	0,3	3,3	4140	140	180	17,9	29	39,2	49,3	1,12	4,41	1,09	3,63
27/01/2015	0,3	3,3	4400	130	165	15,2	28,1	39,4	49,2	1,01	3,35	1,06	3,84
28/01/2015	0,3	3,1	4240	120	130	17,6	29,1	38	48,6	1,04	4,98	1,07	3,54
29/01/2015	0,3	3,4	4110	130	165	18,6	28,2	40,7	49,4	1,02	4,36	1,04	2,77
30/01/2015	0,3	3,5	3850	130	165	19,3	30,4	38	47,5	1,35	4,02	1,16	3,14
02/02/2015	0,3	3,1	4470	130	165	18,9	33,4	41,6	50,2	1,12	4,21	1,11	3,98
03/02/2015	0,4	3,9	4420	120	130	17,2	28,9	39,1	48,9	1,18	4,34	1,14	3,44
04/02/2015	0,3	2,9	4400	130	165	19,2	33,6	41,9	50,5	1,13	4,37	1,09	3,37
05/02/2015	0,2	3,3	4190	140	180	18	29,8	39,1	48,3	1,29	4,34	1,13	3,28
06/02/2015	0,2	3,1	4220	130	165	21,1	34,2	40,2	50,2	1,3	4,28	1,1	3,39
09/02/2015	0,4	3,9	4430	130	165	20,7	31,5	44	51,2	1,23	3,78	1,16	3,42
10/02/2015	0,2	3,1	4420	130	165	19,7	30,1	41,5	49,7	0,63	3,7	1,11	3,04
11/02/2015	0,3	3,5	4230	130	165	17,4	28,6	37	49,3	0,96	3,81	1,1	3,4
12/02/2015	0,3	3,8	4120	140	180	18,5	29,6	39,9	51,3	0,99	3,84	1,11	3,18
16/02/2015	0,3	3	4210	130	165	17,4	28,2	37,1	50,6	1,05	4,63	1,08	3,12
18/02/2015	0,3	3,2	4130	130	165	20	30,6	39,6	51,3	1,35	4,34	1,06	3,08
19/02/2015	0,3	3,5	4310	140	180	16,6	28,6	37,7	48,4	1,39	4,37	1,03	3,01
20/02/2015	0,3	3,6	4200	130	165	19	30,1	40,8	49,4	1,4	3,64	1,02	3,35
23/02/2015	0,3	3,3	4230	110	130	18,7	29,5	38,5	49,2	1,12	3,56	1,01	3,1
24/02/2015	0,3	4,5	4230	120	165	19,7	30,7	40	50,3	1,1	3,65	1,04	3,19
25/02/2015	0,3	3,3	4270	120	165	18,5	28,2	38,3	49,1	1,2	3,75	1,01	3,21
26/02/2015	0,3	3	4090	120	165	17,5	29,3	39,2	49,2	1,35	3,69	1,02	3,34
27/02/2015	0,3	3,1	4090	130	165	19,4	28,8	38,9	49,7	1,32	3,71	1,15	3,02
02/03/2015	0,3	3,2	3900	130	180	20,3	31,2	40,1	50,7	1,12	3,82	1,05	3,07
03/03/2015	0,3	2,9	4050	130	165	18,7	30,3	39,9	48,5	1,34	3,63	1,1	3,21
05/03/2015	0,3	3,3	4090	130	165	21	30,9	40,5	48,6	0,9	3,13	1,14	3,08
06/03/2015	0,3	2,9	3940	140	180	20,4	32	38,2	48,8	1,2	3,32	1,17	2,98
09/03/2015	0,2	2,6	4390	130	165	19,4	30,7	40,1	49,1	1,1	3,72	1,16	3,02
10/03/2015	0,3	2,6	4210	130	180	20,5	28,5	41,8	50,6	1,24	3,38	1,18	3,07
11/03/2015	0,3	3,1	4270	130	165	19	30,7	37,4	48	1,23	3,36	1,12	3,03
12/03/2015	0,3	3,5	4180	140	180	19,9	31	39,6	50,8	1,87	4,07	1,12	3,01
13/03/2015	0,2	3,7	4440	140	180	19	29,1	38,6	49,9	0,98	4,34	0,97	3,24
16/03/2015	0,3	2,9	4210	120	165	18,2	31,4	40,6	49,2	1,3	3,72	1,07	3,49
17/03/2015	0,3	3	4000	140	195	16,1	28,7	38	51	1,25	3,89	1,06	3,34
18/03/2015	0,3	3,1	3960	140	195	17	30,8	40	51,8	1,3	4,16	1,03	3,59
19/03/2015	0,4	3,3	4030	120	180	16,2	27,6	38	49,1	1,5	4,1	1,03	3,22
20/03/2015	0,3	3,6	3980	150	210	16	29,4	38,9	48,9	1,23	4,33	1	3,05
23/03/2015	0,3	3,4	3940	150	180	17,6	30	39,1	51,2	1,2	3,51	1,02	3,11
24/03/2015	0,3	3,4	3910	130	165	18,5	31,9	38,8	49,3	1,4	3,95	0,97	3,3
25/03/2015	0,3	3,1	3960	140	180	18	28,4	39,5	49,2	1,4	3,95	1,03	3
26/03/2015	0,3	3,2	4050	140	180	18,5	30,3	38,8	50	1,3	3,69	1,03	2,92
30/03/2015	0,3	3,4	3940	160	195	16,2	28,7	37,4	48	1,4	3,91	1	3,09
31/03/2015	0,3	3,8	4100	150	195	15,3	29,9	36,6	48	1,5	3,37	1,05	2,96
01/04/2015	0,3	3,1	3980	140	180	18,5	29,5	38,4	48,1	1,5	3,32	1,05	2,48
02/04/2015	0,3	3,3	3950	140	180	15,2	28,4	38,8	48,4	1,6	4,01	1,03	2,92
07/04/2015	0,3	3,4	3970	150	210	15,7	27,9	38,1	48,9	1,4	3,27	1,08	2,97
09/04/2015	0,4	4	3990	160	225	14,8	27,9	37,2	50,9	1,23	3,39	1,04	3,21
13/04/2015	0,3	3,4	3990	170	225	16,3	30,5	41,2	51,4	1,5	4,32	1,07	2,21
14/04/2015	0,3	3,6	4120	120	165	17,8	30,3	39,9	51,8	1,6	3,33	1,06	2,97
15/04/2015	0,4	3,7	4170	140	165	18,4	29,5	39,5	50,6	1,5	3,56	1,07	2,78
17/04/2015	0,3	3,6	3960	150	195	18,4	29,9	39,2	50,8	1,5	3,71	1,05	2,87
22/04/2015	0,4	3,1	3980	170	225	16,7	28,3	38,1	49,1	1,4	3,62	1,12	2,64
24/04/2015	0,4	3,6	3750	160	195	16,2	28	38,1	49,6	1,34	3,41	1,04	2,79
27/04/2015	0,4	3,2	3950	150	195	18,5	30,2	40,1	48,4	1,34	3,4	1,11	2,74
30/04/2015	0,4	3,5	3890	180	240	16	28,8	39,5	48,9	1,67	3,33	1,14	2,52


COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DE AGREGADO MIÚDO
NBR NM 248

 Interessado: Concreto Redimix do Brasil S/A
 Procedência: Calapó
 Material: Areia Natural Fina

 Relatório nº: 1242-1/14
 Data de realização do ensaio: 13/08/2014
 Data de emissão desse relatório: 15/08/2014

ABERTURA DAS PENEIRAS (mm)	ENSAYO					PORCENTAGENS RETIDAS			
	Pesos(g)	Posos(g)	Pesos(g) (Média)	Simples	Acumuladas	LIMITES RECOMENDADOS - NBR 7211 (ACUMULADAS)			
						Zona Utilizável		Zona Ótima	
						Limites inferior	Limites superior	Limites inferior	Limites superior
9,5	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0
5,3	0,0	0,0	0,0	0	0	0	7	0	0
4,8	0,0	0,0	0,0	0	0	0	10	0	5
2,4	0,1	0,1	0,1	0	0	0	25	10	20
1,2	1,3	1,3	1,3	0	0	5	50	20	30
0,6	6,3	6,2	6,2	2	2	15	70	35	55
0,3	60,7	61,1	60,9	20	22	50	95	65	85
0,15	216,4	213,3	214,6	68	91	85	100	80	95
PRATO	28,6	28,2	28,4	9	100	-	-	-	-
TOTAIS	313,3	310,0	311,7	100	215	-	-	-	-

MÓDULO DE FINURA: 1,15


 Dimensão máx. característica (NBR 7211): 0,6 mm
 Materiais pulverulentos (NBR NM 46): 0,6 %

 Romário Silva
 Executor do ensaio

 Denisa Pereira Rocha
 Eng. Civil / Chefe de Lab. de Materiais
 CREA 20459/D-GO

 Marcia Lima Peduzzi
 Engenheira Civil
 CREA 15899/D-GO

 Adilson Pereira da Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 14231/D-GO

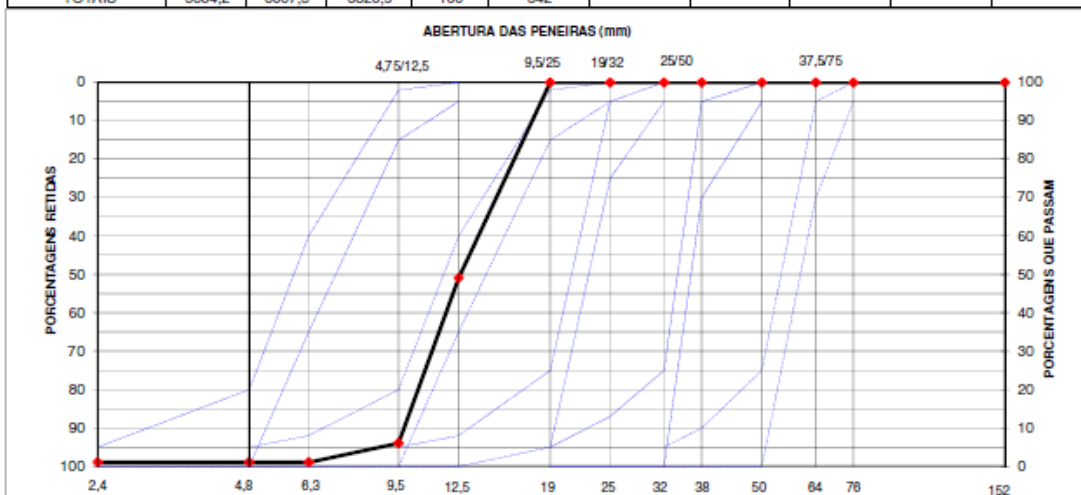
 Carlos de Oliveira Campos
 Geól. / MSc Eng. Civil
 CREA 1154-GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>ESTAB. 1973</small>	Relatório de Ensaio	Revisão 00
	Página 1/1	

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DE AGREGADO GRAÚDO
NBR NM 248

Interessado: Pedreira Anhanguera Ltda **Relatório nº:** 447-7/15
Procedência: Pedreira Anhanguera Ltda **Data de realização do ensaio:** 09/04/2015
Material: Brita 1 linha 2 **Data de emissão desse relatório:** 07/05/2015

ABERTURA DAS PENEIRAS		PORCENTAGENS RETIDAS									
		ENSAIO					LIMITES RECOMENDADOS - NBR 7211 (ACUMULADAS)				
mm	ASTM	Pesos(g)	Pesos(g)	Pesos médios (g)	Simplex	Acumuladas	4,8 / 12,5	9,5 / 25	19 / 32	25 / 50	37,5 / 75
152	6"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-
76	3"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	0-5
64	2 1/2"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	5-30
50	2"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	0-5
38	1 1/2"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	5-30
32	1 1/4"	0	0	0	0	0	-	-	-	0-5	75-100
25	1"	0	0	0	0	0	-	0-5	5-25	87-100	-
19	3/4"	0,0	0,0	0,0	0	0	-	2-15	65-95	95-100	-
12,5	1/2"	2903,0	3001,1	2952,1	51	51	0-5	40-65	92-100	-	-
9,5	3/8"	2393,8	2569,8	2481,8	43	94	2-15	80-100	95-100	-	-
6,3	1/4"	234,2	320,6	277,4	5	99	40-65	92-100	-	-	-
4,8	4	10,3	11,7	11,0	0	99	80-100	95-100	-	-	-
2,4	8	0,0	0,0	0,0	0	99	95-100	-	-	-	-
PRATO		92,9	104,3	98,6	1	400	-	-	-	-	-
TOTAIS		5634,2	6007,5	5820,9	100	842	-	-	-	-	-




Dimensão máxima característica (NBR 7211): 19,0 mm
 Módulo de finura (NBR 7211): 6,92
 Teor de material pulverulento (NBR NM 46): 1,1 %
 Massa unitária (NBR NM 45): 1,380 g/cm³
 Massa específica (NBR NM 53): 2,670 g/cm³

César Malheiros

Auxiliar de Laboratório



Denilson Pereira Rocha
 Eng. Civil / Chefe do Lab. de Materiais
 CREA 20459/D-GO

 CARLOS CAMPOS <small>CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA</small> <small>199420-0028</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00
---	---------------------	------------

VERIFICAÇÃO DE ADESIVIDADE A LIGANTE BETUMINOSO
NBR 12583

Relatório nº: 508-5/15

Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada

Obra/Trecho: Produção

Material: Brita 1

Procedência: Pedreira Anhanguera

Datas: Realização do ensaio:

08/04/2015

Emissão deste relatório:

20/04/2015

Conforme solicitação, encaminha-se resultado do ensaio de adesividade em amostra de agregado graúdo.

Para o teste foi utilizado o ligante : **CAP 50/70**

O procedimento de espalhamento do ligante sobre o agregado consiste em aquecer o ligante e agregado nas temperaturas recomendadas e proceder o recobrimento dos mesmos de maneira uniforme e contínua.

As amostras, após espalhamento e cura do ligante, foram colocadas em imersão em banho-maria a 40°C por 72 horas.

A aderência do ligante **CAP 50/70** apresentou problemas.

Podemos afirmar com segurança que a adesividade **Não é satisfatória.**

Lázaro Mateus

Executor do Ensaio



Franklin Caires Santos

Engenheiro Civil

CREA 18987/AP-GO



Márcia Lima Peduzzi

Engenheira Civil

CREA 15899/D - GO

Adilson Pereira da Rocha

Engenheiro Civil

CREA 14231/D-GO

Denilson Pereira Rocha

Engenheiro Civil

CREA 20459/D - GO

As considerações e resultados contidos neste relatório tem validade restrita às amostras ensaiadas e ao ensaio. A Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada não se responsabiliza por reproduções integrais não autorizadas deste documento. Sua produção parcial é proibida.

Av. São Francisco, nº 473, Setor Santa Geneveva, Goiânia - Goiás, CEP: 74670-010, Fone: (62) 3204-2525, www.carloscampos.com.br - 1/1

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>DESDE 1973</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00

DETERMINAÇÃO DA ABRASÃO " LOS ANGELES "
NBR NM 51

Relatório nº: 508-1/15 Material: Brita 0
 Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada Procedência: Pedreira Anhanguera
 Obra / Trecho: Produção
 Datas: Realização do ensaio: 09/04/2015 Emissão deste relatório: 20/04/2015


PENEIRAS		FRAÇÕES DA AMOSTRA ANTES DO ENSAIO						FRAÇÕES DA AMOSTRA APOS O ENSAIO					
Passando mm (pol)	Retido mm (pol)	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F
76 (3")	63 (2,1/2")					2500 ± 50						-	
63 (2,1/2")	50 (2")					2500 ± 50						-	
50 (2")	38 (1,1/2")					5,000 ± 50	5,000 ± 50					-	-
38 (1,1/2")	25 (1")	1,250 ± 25					5,000 ± 25	-				-	-
25 (1")	19 (3/4")	1,250 ± 25						-				-	-
19 (3/4")	12,7 (1/2")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	-			-	-
12,7 (1/2")	9,5 (3/8")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	-			-	-
9,5 (3/8")	6,3 (1/4")			2,500 ± 10				-	-	513		-	-
6,3 (1/4")	4,8 (n#4)			2,500 ± 10				-	-	928		-	-
4,8 (n#4)	2,4 (n#8)				5,000 ± 10			-	-	1501	-	-	-
1,7								-	-	423	-	-	-
CARGA ABRASIVA		12 ESFERAS 5,000 ± 25	11 ESFERAS 4,584 ± 25	8 ESFERAS 3,330 ± 25	6 ESFERAS 2,500 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	Massa Retida na # 1,7mm - Pn (g)					
MASSA TOTAL (Pn)		-	-	5,000	-	-	-	-	-	3365	-	-	-
CÁLCULO DA ABRASÃO		Δ n% = 100 x (Pn - Pn) / Pn (%) =						32,7%					

RESULTADO:

- Segundo a NBR - 12948/93, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 40% em massa do material para uso em Concreto Betuminoso Usinado a Quente (C.B.U.Q).
- Segundo a NBR - 7211/2009, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 50% em massa do material para uso em Concreto Armado.


Obs.: Os resultados se referem apenas às amostras ensaiadas.

Lázaro Mateus
Executor do Ensaio


Franklin Caires Santos
Engenheiro Civil
CREA 18987/AP-GO

Márcia Lima Peduzzi
Engenheira Civil
CREA 15899/D-GO

Adilson Pereira da Rocha
Engenheiro Civil
CREA 14231/D-GO


Denilson Pereira Rocha
Engenheiro Civil
CREA 20459/D-GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>DESDE 1973</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00

DETERMINAÇÃO DA ABRASÃO " LOS ANGELES "

NBR NM 51

Relatório nº: 508-2/15 Material: Brita 1
 Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada Procedência: Pedreira Anhanguera
 Obra / Trecho: Produção
 Datat: Realização do ensaio: 09/04/2015 Emissão deste relatório: 20/04/2015


PENEIRAS		FRAÇÕES DA AMOSTRA ANTES DO ENSAIO						FRAÇÕES DA AMOSTRA APÓS O ENSAIO					
Passando mm (pol)	Retido mm (pol)	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F
75 (3")	63 (2,1/2")					2500 ± 50						-	
63 (2,1/2")	50 (2")					2500 ± 50						-	
50 (2")	38 (1,1/2")					5,000 ± 50	5,000 ± 50					-	-
38 (1,1/2")	25 (1")	1,250 ± 25					5,000 ± 25	-				-	-
25 (1")	19 (3/4")	1,250 ± 25						-				-	-
19 (3/4")	12,7 (1/2")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	391			-	-
12,7 (1/2")	9,5 (3/8")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	695			-	-
9,5 (3/8")	6,3 (1/4")			2,500 ± 10				-	837	-		-	-
6,3 (1/4")	4,8 (n#4)			2,500 ± 10				-	512	-		-	-
4,8 (n#4)	2,4 (n#8)				5,000 ± 10			-	809	-	-	-	-
1,7								-	247	-	-	-	-
CARGA ABRASIVA		12 ESFERAS 5,000 ± 25	11 ESFERAS 4,584 ± 25	8 ESFERAS 3,330 ± 25	6 ESFERAS 2,500 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	Massa Retida na # 1,7mm - Pn (g)					
MASSA TOTAL (Pn)		-	5,000	-	-	-	-	-	3491	-	-	-	-
CÁLCULO DA ABRASÃO		$\Delta n\% = 100 \times (Pn - P'n) / Pn (\%) =$						30,2%					

RESULTADO:

- Segundo a NBR - 12948/93, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 40% em massa do material para uso em Concreto Betuminoso Usinado a Quente (C.B.U.Q).
- Segundo a NBR - 7211/2009, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 50% em massa do material para uso em Concreto Armado.


Obs.: Os resultados se referem apenas às amostras ensaiadas.


Lázaro Mateus
Executor do Ensaio


Franklin Caires Santos
Engenheiro Civil
CREA 18987/AP-GO

Márcia Lima Peduzzi
Engenheira Civil
CREA 15899/D-GO

Adilson Pereira da Rocha
Engenheiro Civil
CREA 14231/D-GO


Denilson Pereira Rocha
Engenheiro Civil
CREA 20459/D-GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>DEP. REG. 1871</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00
---	---------------------	------------

DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA
MÉTODO PAQUÍMETRO - NBR 7809

Relatório nº.: 508-3/15
 Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada
 Obra/Trecho: Produção
 Material: Brita 0
 Procedência: Pedreira Anhanguera

Datas: Realização do ensaio: 08/04/2015 Emissão deste relatório: 20/04/2015

Conforme solicitação, encaminha-se resultado do ensaio de determinação do índice de forma em amostra de agregado graúdo.

O índice de forma do agregado é a média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe.


A norma NBR 7211/2009 - Agregado para concreto - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 3,00.

A norma NBR 12948/1993 - Materiais para concreto betuminoso usinado a quente - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 2,00.

O valor encontrado para amostra ensaiada foi um índice de **2,20**.


Esse valor foi calculado pela média ponderada das relações entre o comprimento e a espessura de todos os grãos medidos.


Ricardo Dantas
 Executor do Ensaio


Franklin Caires Santos
 Engenheiro Civil
 CREA 18987/AP-GO

Márcia Lima Peduzzi
 Engenheira Civil
 CREA 15899/D - GO

Adilson Pereira da Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 14231/D-GO


Denilson Pereira Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 20459/D - GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA. <small>DESDE 1978</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00
--	---------------------	------------

DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA
MÉTODO PAQUÍMETRO - NBR 7809

Relatório nº.: 508-4/15

Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada

Obra/Trecho: Produção

Material: Brita 1

Procedência: Pedreira Anhanguera

Datas: Realização do ensaio:

08/04/2015

Emissão deste relatório:

20/04/2015

Conforme solicitação, encaminha-se resultado do ensaio de determinação do índice de forma em amostra de agregado graúdo.

O índice de forma do agregado é a média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe.

A norma NBR 7211/2009 - Agregado para concreto - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 3,00.

A norma NBR 12948/1993 - Materiais para concreto betuminoso usinado a quente - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 2,00.

O valor encontrado para amostra ensaiada foi um índice de 2,40.

Esse valor foi calculado pela média ponderada das relações entre o comprimento e a espessura de todos os grãos medidos.

Ricardo Dantas

Executor do Ensaio



Franklin Caires Santos

Engenheiro Civil
 CREA 18987/AP-GO



Denilson Pereira Rocha

Engenheiro Civil
 CREA 20458/D - GO

Márcia Lima Peduzzi

Engenheira Civil
 CREA 15899/D - GO

Adilson Pereira da Rocha

Engenheiro Civil
 CREA 14231/D-GO

As considerações e resultados contidos neste relatório tem validade restrita às amostras ensaiadas e ao ensaio. A Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada não se responsabiliza por reproduções integrais não autorizadas deste documento. Sua produção parcial é proibida

Avenida São Francisco, nº 473, Setor Santa Geneveva, Goiânia - Goiás, CEP:74670-010, Fone: (62) 3204-2525, www.carloscampos.com.br - 1/1