

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA ADERÊNCIA
AÇO-CONCRETO EM CONCRETO DE PÓS REATIVOS COM
SUSTENTABILIDADE**

Ângela Costa Piccinini

Porto Alegre
2020

ÂNGELA COSTA PICCININI

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA ADERÊNCIA
AÇO-CONCRETO EM CONCRETO DE PÓS REATIVOS COM
SUSTENTABILIDADE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Coorientador: Prof. Dr. Américo Campos Filho

Porto Alegre
2020

Piccinini, Ângela
Análise Experimental e Numérica da Aderência
Aço-Concreto em Concreto de Pós Reativos com
Sustentabilidade / Ângela Piccinini. -- 2020.
149 f.
Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.

Coorientador: Américo Campos Filho.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. CPR. 2. Aderência aço-concreto. 3. Pull Out
Test. 4. Análise Numérica. I. Pinto da Silva Filho,
Luiz Carlos, orient. II. Campos Filho, Américo,
coorient. III. Título.

ÂNGELA COSTA PICCININI

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA ADERÊNCIA
AÇO-CONCRETO EM CONCRETO DE PÓS REATIVOS COM
SUSTENTABILIDADE**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 12 de novembro de 2020

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. pela Leeds University, UK
Orientador

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Universidade de São Paulo
Coorientador

Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Dr. pela Pennsylvania State University, PSU,
USA

Prof. Bernardo Fonseca Tutikian
(UNISINOS)
Dr. pela Universidade Federal do
Rio Grande do Sul (UFRGS)

Prof. Bruno do Vale Silva (IFSP)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul (UFRGS)

Prof. Paula Manica Lazzari (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul (UFRGS)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por nos guiar e estar sempre presente nos momentos difíceis.

Aos meus pais, Victorino e Regina, agradeço a vida. Ao meu pai (*in memoriam*), que me enviou forças e confiança e que com sua sabedoria sempre nos mostrou a importância do estudo. À minha mãe, pelo apoio e cuidado.

À minha filha, Ana Paula, que muito me ensinou e fez enxergar a vida de outras formas.

Ao meu companheiro, Platão, pelo apoio, carinho e compreensão.

Ao meu orientador, Prof. Luiz Carlos, que me mostrava o caminho nas dificuldades e ao meu coorientador, Prof. Américo, a minha gratidão, desde o mestrado, pela dedicação e confiança.

Aos professores que participaram e contribuíram com suas considerações nas bancas de qualificação e defesa.

À minha colega de doutorado, Rosangel Rojas, que me auxiliou no desenvolvimento da pesquisa.

À Universidade do Extremo Sul Catarinense (Unesc), em especial à toda equipe de gestão da reitoria, pelo apoio e disponibilização de toda estrutura para o desenvolvimento da pesquisa.

Aos técnicos e bolsistas do Parque Científico e Tecnológico (Iparque) da Unesc que me auxiliaram nos ensaios.

Aos professores do Curso de Engenharia Civil da Unesc, em especial, aos professores Augusto Wanderlind, Elaine Pavei Antunes, Daiane da Silva Godinho e Evelise Zancan.

“Sonhos primeiro parecem impossíveis, depois parecem improváveis, e logo se tornam inevitáveis.”

Christopher Lloyd

RESUMO

PICCININI, Â. C. **Análise experimental e numérica da aderência aço-concreto em concreto de pós reativos com sustentabilidade.** 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O concreto de pós reativos (CPR) é um concreto que não possui agregado graúdo em sua composição. Reduzindo-se os vazios internos, ganha-se mais resistência, durabilidade e homogeneidade. Muitos questionamentos envolvem o CPR pelo seu custo e pela metodologia de produção; e o comportamento do CPR com relação à aderência aço-concreto ainda é pouco conhecido. Normas foram criadas com relação às tensões de aderência para concretos convencionais, mas é necessário esse estudo para concretos especiais. Resultados recentes apresentados na literatura mostram que, em *pull out tests*, o comprimento de aderência proposto pelo RILEM, que é de 5 diâmetros, deve ser reduzido para concretos com alta resistência, sob o risco de não atingir o limite máximo de aderência devido ao fendilhamento. Portanto, os objetivos principais deste trabalho são produzir um CPR com substituição de 35% de cimento por escória de alto forno e avaliar o comportamento da aderência aço-CPR, experimental e numericamente. Todas as análises foram realizadas nas idades de 3, 7, 28, 56, 63 e 91 dias. Foram realizados ensaios mecânicos em 76 corpos de prova de 50x100mm para análise de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade. Para análise de aderência, 36 corpos de prova foram submetidos ao *pull out test*, com barras de aço nervuradas e lisas de diâmetro de 10 mm inseridas em CPR em fôrmas cilíndricas com altura e diâmetro de 100 mm. O comprimento de aderência foi de 2 vezes o diâmetro da barra localizado no centro da altura da amostra. Este CPR mais sustentável, com menor custo, pela redução de cimento e sem aplicação de cura térmica, apresentou resultados satisfatórios nos ensaios mecânicos. Aos 3 dias apresentou resistência à compressão de 41% da máxima obtida, que foi de 123,06 MPa aos 91 dias. Na análise por microscópio eletrônico de varredura, percebeu-se poucos poros nas amostras e uma coesão na interface entre agregado e pasta. Resultados apontaram um crescimento nas resistências até a idade de 56 dias e após uma estabilização das curvas até os 91 dias. Durante os ensaios de arrancamento, ocorreu o fendilhamento nas amostras com barras nervuradas e em idades a partir de 56 dias, mas esse efeito ocorreu após o deslizamento da barra. Na comparação da barra lisa com nervurada, pode-se perceber a influência considerável da nervura, pois em testes com barras lisas, a aderência foi praticamente inexistente. Observou-se valores subestimados, quando aplicadas as equações matemáticas de pesquisadores no cálculo da tensão máxima de aderência. A simulação numérica, com elementos disponíveis no *software* Ansys Workbench, ratificou estudos com relação à aderência e apresentou tensões máximas equivalentes à análise experimental. Este trabalho, com análise por *pull out test*, mostra que existe uma grande probabilidade de projetar comprimentos de ancoragem com custo mais elevado, se as disposições das normas e as equações matemáticas que foram desenvolvidas para o concreto convencional, forem aplicadas para o CPR.

Palavras-chave: CPR. Escória de alto forno. Aderência. Ensaio *pull out*. Análise numérica.

ABSTRACT

PICCININI, Â. C. **Experimental and numerical analysis of the steel-concrete bond in reactive powders concrete with sustainability.** 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Reactive powder concrete (RPC) is a concrete that has no coarse aggregate in its composition. By reducing the internal voids, more strength, durability and homogeneity is gained. Many questions involve RPC for its cost and production methodology; and its behavior bond steel-concrete is still little known. Standards have been created regarding bond strengths for conventional concretes, but this study is required for special concretes. Recent results presented in the literature show that, in pull out tests, the bond length proposed by RILEM, which is 5 diameters, must be reduced for concretes with high strength, under the risk of not reaching the maximum limit force due to cracking. Therefore, the main objectives of this work are to produce a RPC with 35% cement replacement by blast furnace slag and to evaluate the behavior of bond steel-RPC, experimentally and numerically. All analyzes were performed at the ages of 3, 7, 28, 56, 63 and 91 days. Mechanical tests were performed on 76 specimens of 50x100mm for analysis of strength compression, splitt compression and modulus of elasticity. For analysis of bond behavior, 36 pull-out tests were performed with 10 mm diameter ribbed steel bars inserted in RPC in cylindrical forms with height and diameter of 100 mm. The bond length used was 2 times the diameter of the bar located in the center of the sample height. This more sustainable, lower cost RPC due to the reduction of cement and without heat curing, presented satisfactory results in the mechanical tests. At 3 days showed strength of 41% of the maximum obtained, which was 123,06 MPa at 91 days. Scanning electron microscope analysis showed few pores in the samples and a cohesion at the interface between aggregate and RPC paste. Results showed a strength increase until the age of 56 days and after a stabilization of the curves. During the pull out tests, cracking occurred in samples aged from 56 days, but this effect occurred after slipping the bar. In the comparison of the smooth and ribbed bar, it can observe the considerable influence of the rib, because in some tests with smooth bars, the bond was practically nonexistent. Underestimated values were observed when applying the mathematical equations of researchers in the calculation of the maximum bonding stress. The numerical simulation, with elements available in the Ansys Workbench software, ratified studies regarding bond and presented maximum stresses equivalent to the experimental analysis. This work, with analysis by pull out test, shows that there is a high probability that we will design higher cost anchor lengths if the provisions of the standards and the mathematical equations that have been developed for conventional concrete are applied to CPR

Keywords: RPC. Blast furnace slag. Bond. Pull out test. Numerical analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Resumo dos capítulos do presente trabalho.....	24
Figura 2 – Porosimetria de Hg comparativa entre CC, CAD e CPR.....	26
Figura 3 - Relação entre a/a_g e a resistência à compressão aos 28 dias	27
Figura 4 – Comparação de texturas entre (a) CAD e (b) CPR	27
Figura 5 – Seções de peças de CPR, aço, concreto protendido e concreto armado com mesma capacidade portante	28
Figura 6 - Passarela de Sherbrooke Canadá. (a) Posicionamento de um segmento da ponte de Sherbrooke; (b) Estrutura executada com CPR.....	29
Figura 7 – Estação de trem em Calgary.....	29
Figura 8 – Materiais utilizados. (a) Cimento, (b) Sílica, (c) Escória de alto forno, (d) Areia, (e) Superplastificante, (f) Água.....	36
Figura 9 – Análise das fases dos difratogramas do cimento	38
Figura 10 – Análise por difração de raio X da sílica.....	39
Figura 11 – Análise por difração de raio X da escória	40
Figura 12 – CPR após a mistura	41
Figura 13 – Corpos de prova em cura submersa	42
Figura 14 – Fissuração por tração	44
Figura 15 – Fissuração estabilizada.....	44
Figura 16 – Resistência de aderência na barra de aço tracionada no concreto.....	45
Figura 17 – Limitações das normativas	46
Figura 18 – Relação tensão de aderência versus deslizamento de barras lisas e nervuradas ...	47
Figura 19 – Aderência por adesão química	48
Figura 20 – Aderência por atrito.....	48
Figura 21 – Aderência mecânica	49
Figura 22 – (a) Ações e reações entre o console de concreto e a nervura da barra de aço; (b) Ilustração das parcelas de aderência.....	49
Figura 23 – Acabamento superficial de fios e barras	50
Figura 24 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência máxima de aderência aço-concreto	52
Figura 25 – Influência da resistência à compressão na aderência. (a) Tensão média de aderência; (b) Tensão de aderência máxima.....	52
Figura 26 – Resultados obtidos por Magnusson (1997), com comparações	53

Figura 27 – Efeito da resistência à compressão do concreto	54
Figura 28 – Desenho esquemático da barra de aço	55
Figura 29 – Distribuição da fissuração em um corpo de prova de aderência com (a) $c=3,5 \text{ } \emptyset$; (b) $c=7 \text{ } \emptyset$	59
Figura 30 – Ruptura por fendilhamento. (a) Confinamento de $1,5 \text{ } \emptyset$; (b) Confinamento de $3 \text{ } \emptyset$	60
Figura 31 – Ruptura por fendilhamento	61
Figura 32 – Resultados dos ensaios de arrancamento de barras retas em diferentes posições por ocasião da concretagem	63
Figura 33 – Influência da velocidade de carregamento no efeito de aderência em um concreto de pós reativos aos 28 dias com barra vertical de 10 mm de diâmetro, cobrimento de concreto de 45 mm e comprimento de aderência de 15 mm	64
Figura 34 – Desenhos esquemáticos de alguns ensaios de aderência aço-concreto encontrados na literatura	66
Figura 35 – Prisma para ensaio de arrancamento	67
Figura 36 – (a) Desenho esquemático do método de ensaio POT; (b) Distribuição da tensão de aderência ao longo da barra	68
Figura 37 – Mecanismos de ruptura da aderência	69
Figura 38 – Curva teórica tensão de aderência <i>versus</i> escorregamento	70
Figura 39 – Curva típica de tensão deslizamento obtida em ensaios monotônicos de aderência	70
Figura 40 – Rupturas (a) Fendilhamento; (b) Arrancamento	71
Figura 41 – Evolução da fissuração no extremo das nervuras	72
Figura 42 – Mecanismo de tensão de aderência	72
Figura 43 – Problemas provocados por falhas de aderência	73
Figura 44 – Corpo de prova fendilhado	73
Figura 45 – Microfissuração do concreto no entorno das barras devido à mobilização da aderência.....	74
Figura 46 – Resultados das estimativas da tensão máxima de aderência para vários modelos	77
Figura 47 – Valores preditos das equações derivadas de <i>pull out tests</i> com os resultados dos testes de Bae <i>et al.</i> (2016).....	78
Figura 48 – Tensão máxima de aderência predita <i>versus</i> resultados dos teste.....	78
Figura 49 – Mostra da barra de aço nervurada utilizada nos ensaios	79
Figura 50 – Mostra da barra de aço lisa utilizada nos ensaios	80

Figura 51 – Fôrmas para ensaio de aderência com barras de aço.....	81
Figura 52 – Corpos de prova em cura submersa	81
Figura 53 – Organograma dos ensaios de aderência	81
Figura 54 – Ensaio de arrancamento <i>pull out test</i>	82
Figura 55 – Corpo de prova teste com (a) 40 mm de altura; (b) 100 mm de altura	84
Figura 56 – Ruptura dos corpos de prova após ensaio de <i>pull out test</i> . (a) CP1 com 40mm de altura e fendilhamento em três partes; (b) e (c) CP2 com 40mm de altura e fendilhamento; (d) CP3 com 100mm de altura e fendilhamento	84
Figura 57 – Curva tensão <i>versus</i> deslizamento dos corpos de prova com altura de 40 mm e velocidade de 0,2 mm/min	85
Figura 58 – Corpo de prova CP4 com altura de 40 mm fendilhado.....	85
Figura 59 – Corpo de prova com 2 Ø de aderência.....	86
Figura 60 – Curva tensão <i>versus</i> deslizamento para teste 3	87
Figura 61 – CP2 após o ensaio e os detalhes de deslocamento da barra de aço.....	87
Figura 62 – Ruptura no ensaio de compressão do CPR aos 56 dias.....	90
Figura 63 – Curva das médias de resistência à compressão com as idades	90
Figura 64 – Resistência à compressão com a idade obtida por Yang <i>et al.</i> (2008).....	91
Figura 65 – Resultados obtidos por Vanderlei (2004).....	91
Figura 66 – Resistência à compressão ao longo do tempo obtida no projeto da Premold (2013)	92
Figura 67 – (a) Ensaio de compressão diametral; (b) Corpo de prova após ruptura	94
Figura 68 – Curva das médias da resistência à tração por compressão diametral com as idades	95
Figura 69 – Resistência à flexão com a idade obtida por Yang <i>et al.</i> (2008).....	95
Figura 70 – Resistência à tração na flexão com as idades obtida pela Premold (2013).....	96
Figura 71 – Ensaio de módulo de elasticidade	97
Figura 72 – Curva das médias do módulo de elasticidade com as idades.....	98
Figura 73 – Análise do CPR por MEV com aumento de 60x	100
Figura 74 – Análise do CPR por MEV com aumento de 500x	101
Figura 75 – Curva da média da tensão máxima de aderência com as idades	103
Figura 76 – Gráficos de tensão <i>versus</i> deslizamento com as idades	104
Figura 77 – Efeito do comprimento de aderência na relação tensão-deslizamento (a) Barra de 16 mm aos 28 dias; (b) Barra de 16 mm aos 14 dias; (c) Barra de 16 mm aos 7 dias	104

Figura 78 – Relação tensão de aderência-deslizamento	105
Figura 79 – Corpos de prova após o ensaio de arrancamento: (a) aos 3 dias; (b) aos 7 dias ..	107
Figura 80 – Corpos de prova após o ensaio de arrancamento aos 28 dias. (a) CP1 que lascou; (b) CP3; (c) CP2 fendilhado	108
Figura 81 – Corpo de prova (CP2) após o ensaio de arrancamento aos 56 dias. (a) Face mais próxima da aplicação da carga; (b) Face lateral; (c) Face oposta ao carregamento	108
Figura 82 - Corpos de prova após o ensaio de arrancamento aos 63 dias. (a) Ruptura de parte do CP1; (b) Face lateral da ruptura do CP1; (c) Ruptura total do CP3	108
Figura 83 – Corpo de prova após o ensaio de 63 dias com pasta de cimento na região de ancoragem.....	109
Figura 84– Curva tensão-deslizamento do corpo de prova (CP2) após o ensaio de 91 dias ..	109
Figura 85 – Corpos fendilhados após 91 dias (a) CP1; (b) CP2.....	110
Figura 86 – Cunhas devido ao esmagamento do concreto	110
Figura 87 – Comparação das curvas de resistência de aderência e de compressão.....	111
Figura 88 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão.....	111
Figura 89 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão.....	112
Figura 90 – Comparação das tensões com os resultados das formulações mais próximos a esta pesquisa	113
Figura 91 – Comparação da tensão máxima de aderência aos 28 dias com os modelos matemáticos.....	114
Figura 92 – Análise por MEV. (a) Na região de aderência após fendilhamento do CP. (b) Na região sem contato da barra de aço com o concreto	114
Figura 93 – Curva da média da tensão máxima de aderência com as idades	116
Figura 94 – Comparação das curvas de aderência com barra lisa e barra nervurada	116
Figura 95 – Gráficos de tensão <i>versus</i> deslizamento aos 28 e 91 dias.	116
Figura 96 – Comparação da aderência de barra lisa com barra nervurada (a) aos 28 dias; (b) aos 91 dias.....	117
Figura 97 – Diagramas tensão x deformação para o concreto: (a) Região de compressão; (b) Região de tração	119
Figura 98 – Relação tensão x deformação proposta por Vanderlei e Giongo (2006) para o CPR120	
Figura 99 – Geometria do corpo de prova para análise numérica	123
Figura 100 – Detalhe do contato da barra com o concreto (2Ø de comprimento de aderência)	124

Figura 101 – Malha de elementos finitos para o modelo	125
Figura 102 – Curvas tensão versus deslizamento experimental e numérico em todas as idades	127
Figura 103 – Tensão de aderência (Pa) em todas as idades (a) 3 dias; (b) 7 dias; (c) 28 dias; (d) 56 dias; (e) 63 dias e (f) 91 dias	129
Figura 104 – Tensão normal (Pa) nas idades de (a) 7 dias; (b) 56 dias e (c) 91 dias	131
Figura 105 – Comparação das tensões de aderência (Pa) com comprimentos de (a) 2 diâmetros de ancoragem e (b) 5 diâmetros de ancoragem	133
Figura 106 – Análise das tensões principais (Pa) com comprimentos de (a) 2 diâmetros de ancoragem e (b) 5 diâmetros de ancoragem	133
Figura 107 – Comparação das tensões normais (Pa) com comprimentos de (a) 2 diâmetros de ancoragem e (b) 5 diâmetros de ancoragem	134
Figura 108 – Tensão de aderência com confinamento de 75 mm	134
Figura 109 – Tensão normal na barra de aço aos 56 dias	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dosagens típicas do CPR (em massa)	35
Tabela 2 - Traço do estudo experimental do CPR.....	36
Tabela 3 – Resultados com os dois tipos de areia	37
Tabela 4 – Estudo com dois diferentes fabricantes de sílica aos 28 dias	39
Tabela 5 – Resultados com os dois tipos de areia e sílica Elkem.....	39
Tabela 6 – Efeito da resistência à compressão na tensão máxima de aderência	54
Tabela 7 – Efeito do diâmetro na tensão de aderência	57
Tabela 8 – Efeito do confinamento na tensão de aderência	61
Tabela 9 – Efeito do comprimento de aderência na tensão de aderência	62
Tabela 10 – Formulações empregadas na determinação aproximada da resistência de aderência. (continua).....	75
Tabela 11 – Parâmetros de entrada para utilização dos modelos matemáticos.	77
Tabela 12 – Resultados dos testes	83
Tabela 13 – Resultados de resistência à compressão de todos os CPs com as idades.....	89
Tabela 14 – Traço do CPR utilizados por Vanderlei (2004).....	91
Tabela 15 – ANOVA dos resultados de resistência à compressão para todas as idades.....	93
Tabela 16 – ANOVA dos resultados de resistência à compressão dos 28 aos 91 dias	93
Tabela 17 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades.....	93
Tabela 18 – Resultados da resistência à tração nas respectivas idades	94
Tabela 19 – ANOVA dos resultados de resistência à tração para todas as idades	96
Tabela 20 – ANOVA dos resultados de resistência à tração dos 28 aos 91 dias.....	97
Tabela 21 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades.....	97
Tabela 22 – Resultados do módulo de elasticidade com as idades	98
Tabela 23 – Valores dos módulos de elasticidade desta pesquisa e obtidos por outros autores	99
Tabela 24 – ANOVA dos resultados do módulo de elasticidade para todas as idades	99
Tabela 25 – ANOVA dos resultados do módulo de elasticidade dos 28 aos 91 dias.....	100
Tabela 26 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades.....	100
Tabela 27 – Resultados do <i>pull out test</i>	102
Tabela 28 – Características das amostras	105
Tabela 29 – ANOVA dos resultados de resistência de aderência para todas as idades	106
Tabela 30 – ANOVA dos resultados da resistência de aderência dos 28 aos 91 dias.....	106

Tabela 31 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades.....	107
Tabela 32 – Resultados do <i>pull out test</i> para barra lisa	115
Tabela 33 – Resultados experimentais	122
Tabela 34 – Dados para obtenção da curva tensão x deslizamento para cada idade.....	123
Tabela 35 – Tensões com diferentes valores de FKN para cada idade (continua).....	124
Tabela 36 – Resultados experimentais e numéricos das máximas tensões de aderência com deslizamentos máximos em todas as idades	126
Tabela 37 – Dados para o modelo constitutivo do CPR.....	135
Tabela 38 – Resultados numéricos comparados com os resultados experimentais da aderência em CPR.....	136

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ANOVA	Análise de Variância
APULOT	<i>Appropriate Pull Out Test</i>
ARI	Alta resistência inicial
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BFUP	<i>Beton Fibré à Ultra Performance</i>
BT	Ensaio <i>beam test</i>
CAD	Concreto de alto desempenho
Casan	Companhia catarinense de águas e saneamento
CEB	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
CC	Concreto convencional
CP	Corpo de prova
CPR	Concreto de Pós Reativos
CPV	Cimento Portland Tipo V
DP	Desvio padrão
DRX	Difração de Raio X
FIB	<i>Federation Internationale du Beton</i>
FIP	<i>Federation Internationale de la Précontrainte</i> (França)
FKN	<i>Normal Contact Stiffness Factor</i>
FKT	<i>Tangent Contact Stiffness Factor</i>
FM	Fibras metálicas
FO	Fibras orgânicas
GGBS	<i>Ground granulated blast-furnace slag</i>
Iparque	Parque Científico e Tecnológico da Unesc
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
KCI	<i>Korea Concrete Institute</i>
LCR	<i>Lafarge Centre de Recherches</i>
LEME	Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da UFRGS
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil da Unesc
LVDT	<i>Linear variable differential transformer</i>
MEV	Microscópio eletrônico de varredura

NBR	Norma Brasileira
NC	<i>Normal concrete</i>
PCI	<i>Prestressed Concrete Institute</i>
POT	Ensaio <i>pull out test</i>
PSI	Sistema de unidades de medida <i>pound force per square inch</i>
RILEM	<i>Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systems de construction et ouvrages</i>
RPC	<i>Reactive Powder Concrete</i>
SF	Sílica fume
SI	Sistema Internacional de unidades de medidas
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UNESC	Universidade do Extremo Sul Catarinense
UNISINOS	Universidade do Vale do Rio dos Sinos
Valor-P	Probabilidade de significância
A_{lat}	Área de atuação da resistência de aderência
A_s	Área da seção transversal da barra de aço
C ₃ A	Aluminato tricálcico
CaO	Óxido de cálcio
c ou c _y	Cobrimento ou confinamento do concreto ao redor da barra
c/d	Cobrimento/diâmetro
E _{ci} ou E	Módulo de elasticidade inicial do concreto
F_{ader}	Força de aderência
f_{bd}	Tensão de aderência (norma brasileira)
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{ctd}	Resistência à tração de cálculo do concreto
f_{ctm}	Resistência média à tração do concreto
f_i	Ponto de transição do diagrama tensão-deformação
f_y	Resistência de escoamento do aço
f_{st}	Resistência de ruptura do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura passiva
f_{yk}	Resistência característica de escoamento do aço à tração
f_r	Área relativa da nervura da barra de aço

f_s	Tensão na armadura
h_r	Altura máxima da nervura
ℓ_b ou l_{ader}	Comprimento de ancoragem
SiO_2	Dióxido de silício (sílica amorfa)
S_r	Distância entre nervuras transversais centro a centro
V_f	Taxa de fibras em volume
τ_b	Tensão de aderência
τ_{bm}	Tensão de aderência média
τ_{bmax} ou τ_{ult}	Tensão de aderência máxima
σ_{ct}	Tensão de tração no concreto
σ_{st}	Tensão de tração na armadura
\emptyset ou d	Diâmetro da barra de aço
α	Relação entre tensão no ponto de transição e tensão de ruptura
β	Coefficiente de multiplicação do módulo de elasticidade
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
ε_i	Deformação no ponto f_i
$\varepsilon_{m\acute{a}x}$	Deformação final
η	Coefficiente de conformação superficial das barras e fios de aço

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	JUSTIFICATIVA.....	22
1.2	OBJETIVOS	23
1.2.1	Objetivo geral	23
1.2.2	Objetivos específicos	23
1.3	DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	24
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	24
2	CONCRETO DE PÓS REATIVOS	25
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	25
2.2	HISTÓRICO	28
2.3	MATERIAIS COMPONENTES DO CPR	29
2.3.1	Areia	30
2.3.2	Cimento	30
2.3.3	Sílica ativa (sílica fume)	31
2.3.4	Pó de quartzo	32
2.3.5	Aditivo superplastificante	32
2.3.6	Fibras	33
2.3.7	Adições minerais	33
2.4	PREPARO DO CPR	34
3	ESTUDO EXPERIMENTAL DO CONCRETO DE PÓS REATIVOS	36
3.1	DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NO CPR	36
3.1.1	Areia	37
3.1.2	Cimento	37
3.1.3	Sílica ativa (Sílica fume)	38
3.1.4	Escória de alto forno (GGBS)	39
3.1.5	Superplastificante	40
3.1.6	Água	40
3.2	METODOLOGIA DE PRODUÇÃO DO CPR	41
4	ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	43
4.1	COMPONENTES DA ADERÊNCIA	47
4.1.1	Aderência por adesão química	47
4.1.2	Aderência por atrito	48
4.1.3	Aderência mecânica	48

4.2	FATORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA	50
4.2.1	Influência das propriedades mecânicas do concreto na aderência	51
4.2.1.1	Influência da resistência para concreto comum	51
4.2.1.2	Influência da resistência para concreto de alta resistência.....	53
4.2.2	Influência da configuração geométrica e das características das barras na aderência	55
4.2.2.1	Influência das barras para concreto comum	55
4.2.2.2	Influência das barras para concreto de alta resistência.....	57
4.2.3	Influência da posição das barras na aderência.....	57
4.2.4	Influência do confinamento do concreto ao redor da barra de aço.....	58
4.2.4.1	Influência do confinamento para concreto comum	58
4.2.4.2	Influência do confinamento para concreto de alta resistência	59
4.2.5	Influência do comprimento de aderência	61
4.2.5.1	Influência do comprimento de aderência para o concreto comum.....	61
4.2.5.2	Influência do comprimento de aderência para concreto de alta resistência ..	62
4.2.6	Influência da relação entre direção da concretagem e direção do carregamento na aderência	62
4.2.7	Influência da tipo, velocidade e duração do carregamento na aderência	63
4.2.8	Influência da temperatura na aderência	64
4.2.9	Outros fatores que afetam a aderência.....	64
4.3	ADERÊNCIA SEGUNDO A NBR 6118 (2014).....	65
4.4	TIPOS DE ENSAIO DE ADERÊNCIA	65
4.4.1	Ensaio de arrancamento direto POT (<i>pull out test</i>).....	67
4.5	MODOS DE RUPTURA POR ADERÊNCIA	69
4.5.1	Ruptura por fendilhamento e esmagamento do concreto.....	72
4.5.2	Rupturas por arrancamento de barra.....	73
4.6	MODELOS MATEMÁTICOS DE RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA.....	74
5	ESTUDO EXPERIMENTAL DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	79
5.1	MATERIAIS PARA ENSAIO DE ADERÊNCIA <i>PULL OUT</i>	79
5.1.1	Barras de aço nervuradas	79
5.1.2	Barras de aço lisas	80
5.1.3	Fôrmas dos corpos de prova para ensaio de arrancamento	80
5.2	METODOLOGIA PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO <i>PULL OUT TEST</i>	82
5.2.1	Teste 1	83

5.2.2	Teste 2	85
5.2.3	Teste 3	86
6	RESULTADOS	88
6.1	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CPR	88
6.1.1	Resistência à compressão	88
6.1.2	Resistência à tração por compressão diametral	93
6.1.3	Módulo de elasticidade	97
6.1.4	Análise do CPR por microscópio eletrônico de varredura (MEV)	100
6.2	RESULTADOS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO <i>PULL OUT TEST</i> COM BARRA NERVURADA.....	101
6.2.1	Tensões e curvas de aderência com as idades	101
6.2.2	Modos de ruptura	107
6.2.3	Relação da tensão de aderência com a resistência à compressão	110
6.2.4	Relação das tensões com as equações de aderência	112
6.2.5	Análise do microscópio eletrônico de varredura (MEV) na região de aderência	114
6.3	RESULTADOS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO <i>PULL OUT TEST</i> COM BARRA LISA	115
7	ANÁLISE NUMÉRICA	118
7.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	118
7.2	MATERIAIS	118
7.2.1	Modelo constitutivo do concreto	119
7.2.2	Modelo constitutivo da barra de aço	120
7.2.3	Interface aço-concreto	121
7.3	INSERÇÃO DOS DADOS PARA ANÁLISE NUMÉRICA	122
7.3.1	Materiais	122
7.3.2	Interface barra concreto	123
7.3.3	Elementos finitos	125
7.3.4	Carregamento	126
7.4	RESULTADOS.....	126
7.4.1	Resultados das tensões de aderência no concreto	126
7.4.2	Resultados das tensões normais no concreto	131

7.4.3	Resultados das tensões no concreto considerando dois diferentes comprimentos de aderência	132
7.4.4	Resultados das tensões no concreto considerando maior confinamento da barra	134
7.4.5	Tensões na barra de aço.....	135
7.4.6	Validação do modelo numérico com outras pesquisas.....	135
8	CONCLUSÕES	137

1 INTRODUÇÃO

Os avanços tecnológicos estão acarretando transformações rápidas e profundas no mundo do trabalho, assim como as mudanças nos processos. Para fazer frente a essas mudanças, as empresas de construção civil, precisam muitas vezes, reformular-se, modernizar-se. Os profissionais da área precisam ampliar seus conhecimentos, estudar novas técnicas, novos materiais, novos processos visando projetar e construir com mais segurança, durabilidade e menos impactos ambientais.

Nos últimos 20 anos, com o estabelecimento de novas metodologias de dosagem de componentes, domínio dos aditivos, e a progressiva associação de minerais ultrafinos (pós-reativos) e microfibras metálicas ou orgânicas, chegou-se a uma geração de concretos de alto desempenho. No Brasil, o material é conhecido como CPR (concreto de pós reativos). A palavra "pós", no caso, é plural de pó, e refere-se aos ultrafinos da composição. Em inglês, RPC (*Reactive Powder Concrete*), e em francês, BFUP (*Beton Fibré à Ultra Performance*).

O CPR é um concreto sem a presença de agregado graúdo e com baixa relação água/aglomerante, formado por partículas de diâmetro no máximo de 2 mm. Por possuir redução de vazios, ocorre menos ataque à armadura, tornando a estrutura mais durável (CHRIST, 2011). Como as resistências são mais elevadas que o concreto comum, as estruturas podem ser mais esbeltas. Um dos inconvenientes deste concreto é o custo, então, baseado na pesquisa de Yang *et al.* (2009), este trabalho propõe uma mistura com redução de 35% de cimento pela escória de alto forno, buscando um concreto mais ecoeficiente, reduzindo o custo e impacto ambiental.

Vários pesquisadores na França, Canadá, Japão vêm estudando o concreto de pós reativos sobre as propriedades mecânicas, durabilidade, microestrutura, procedimentos de dosagem e ensaios. Além disso, a utilização conjunta do aço e do concreto, com finalidade estrutural, aumenta a capacidade de resistência à tração, aumentando a capacidade de carga. E, pouco se sabe sobre a aderência aço concreto em CPR.

Este trabalho buscou na bibliografia internacional informações sobre os fenômenos que influenciam a resistência de aderência para a configuração do comportamento da ancoragem em concretos de pós reativos. Diversos fatores que influenciam a resistência de aderência foram estudados para o concreto comum e poucos fatores relacionados à aderência foram analisados em um concreto de resistência mais elevada e sem adição de agregado graúdo, caso do CPR.

1.1 JUSTIFICATIVA

Apesar do concreto de pós reativos apresentar as vantagens de maior durabilidade, menor quantidade de material para a mesma estrutura, e menos manutenção e reparos, um dos fatores negativos é seu custo elevado pelo alto consumo de cimento e pelas técnicas especiais de produção, por isso é importante a pesquisa com uso de outros materiais de menor custo e simplificação na metodologia de produção.

Com relação à aderência aço-concreto, é essencial o conhecimento do comportamento da curva tensão *versus* deslizamento da barra, para um correto dimensionamento das ancoragens e emendas por traspasse, para controle de fissuras e da quantidade de armadura mínima.

O comportamento da ligação entre o concreto e o aço é afetado pela resistência à compressão e à tração do concreto. Como o CPR apresenta resistência à compressão bem superior que o concreto convencional, a ruptura dos corpos de prova por fendilhamento são comuns, impedindo a continuidade da mobilização da barra. O deslizamento no início do carregamento é causado em parte pela deformação elástica do concreto; entretanto com cargas mais elevadas ele é causado pelo esmagamento do concreto frente às nervuras. Conforme Silva *et al.* (2014), poderá haver rupturas bruscas do material se o dimensionamento não for adequadamente conduzido no sentido de se buscarem coeficientes de segurança adequados ao nível de carregamento suportado pelo material no regime elástico da barra de aço.

Pesquisadores internacionais, como Bae *et al.* (2016) e Al-Quraishi *et al.* (2018), comentam que como as características de um CPR são diferentes do concreto comum, a equação da tensão máxima de aderência e o comportamento da ligação aço-concreto serão diferentes.

Os modelos matemáticos de predição da tensão de aderência aço-concreto são previstos para concretos convencionais, então é importante uma melhor caracterização do fenômeno da aderência aço-CPR em comparação à aderência aço-concreto convencional.

Além disso, as disposições atuais das normas são baseadas em concreto comum, então, é possível que o projeto de comprimento de ancoragem para o CPR não seja econômico, contradizendo o propósito do desenvolvimento de material de melhor desempenho. Por isso, o estudo do comportamento da aderência aço-concreto, sem as limitações de resistência à compressão, torna-se relevante.

Com isso, os pontos a serem levantados são:

- a) é possível desenvolver um CPR com materiais regionais, com menor consumo de cimento, com boas características mecânicas e de produção mais simples?
- b) será possível o ensaio de aderência no CPR, com o método *pull out* em que ocorra o deslizamento da barra de aço, obtendo a curva tensão-deslizamento?
- c) qual a influência da nervura quando comparamos com barras lisas em ensaios de aderência?
- d) as equações matemáticas de tensão de aderência poderão ser aplicadas ao comportamento da aderência em CPR?
- e) é possível a modelagem do ensaio *pull out* e que simule essa experimentação?

Há a necessidade de um entendimento mais claro sobre a maioria dos parâmetros que afetam a aderência, modos de ruptura e comportamento da fissuração com relação aos concretos de pós reativos.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho basicamente divide-se em três partes: produção de um concreto de pós reativos com menor consumo de cimento; análise experimental da aderência aço-concreto neste CPR e análise numérica desta aderência.

1.2.1 Objetivo geral

Analisar experimental e numericamente o comportamento da aderência em concreto de pós reativos com menor consumo de cimento.

1.2.2 Objetivos específicos

Entre os objetivos específicos, pode-se listar:

- a) Produzir um concreto de pós reativos (CPR) mais sustentável, com boas características mecânicas, com substituição de 35% de cimento, por escória de alto forno, sem cura térmica;
- b) Investigar a resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade do CPR aos 3, 7, 28, 56, 63 e 91 dias;
- c) Analisar o comportamento da tensão de aderência aço-concreto no CPR em ensaios de arrancamento *pull out test* aos 3, 7, 28, 56, 63 e 91 dias;
- d) Comparar a aderência com barras nervuradas e barras lisas;
- e) Modelar numericamente, com auxílio do *software Ansys*, o comportamento dessa aderência.

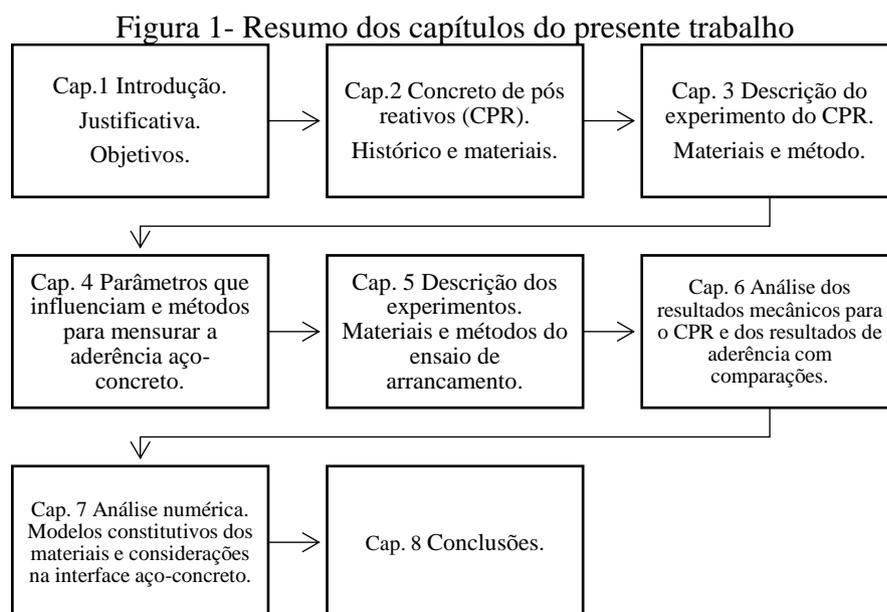
1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

As delimitações desta pesquisa são:

- a) Obter aos 56 dias um concreto de pós reativos com resistência mínima à compressão de 120 MPa;
- b) Realizar o ensaio de arrancamento *pull out test* sem que ocorra o fendilhamento do concreto antes do deslizamento da barra de aço;
- c) Modelar por elementos finitos o comportamento experimental da aderência.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta pesquisa tem como tema a análise do comportamento da aderência em concreto de pós reativos. Divide-se em três estudos: produção de um CPR com menor custo e impacto ambiental, análise experimental da aderência aço-concreto no CPR e análise numérica dessa aderência. As especificações dos materiais, os testes para a definição do melhor traço, a definição dos parâmetros de ensaio de *pull out test* e as considerações na simulação numérica são apresentados em detalhes, com suas comparações e conclusões. A Figura 1 apresenta a estrutura deste trabalho.



Fonte: do autor.

2 CONCRETO DE PÓS REATIVOS

Devido às demandas do mercado da construção civil, novos materiais precisam ser desenvolvidos, em função da necessidade de maior capacidade de carga, de maior durabilidade, de menor custo e com características necessárias para sua aplicação. Após o concreto convencional, já houve o desenvolvimento de concretos com resistências mais elevadas.

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto de pós reativos, por não possuir agregado graúdo em sua composição e com menor relação água/aglomerante, pode atingir resistências elevadas e com menor número de vazios. Com uso de combinação de aplicação de técnicas de pressão, de cura sob altas temperaturas, e de empacotamento de partículas, o CPR pode apresentar resistência à compressão entre 200 MPa e 800 MPa.

Com baixíssima relação água/cimento, cerca de 0,15, misturados com superplastificante, o princípio do CPR é a ausência de agregado graúdo, com tamanho médio das partículas de 0,2 mm, daí o seu nome Concreto de Pós Reativos, sendo, sob o ponto de vista granulométrico, uma argamassa e não um concreto, ao qual podem ser adicionadas fibras. Como as propriedades apresentadas são as mesmas do concreto em grau muito mais elevado, o termo concreto prevaleceu em função do desempenho deste material (TUTIKIAN *et al.* 2011).

Conforme Vanderlei (2004), as propriedades de resistência do CPR o colocam em situação entre o concreto e o aço, obrigando os projetistas a repensarem as formas estruturais e as metodologias de projeto e dimensionamento para possibilitar o melhor aproveitamento do material, já que as propriedades mecânicas do CPR permitem realizar estruturas ou peças com grande liberdade de definição geométrica.

A ideia básica desse novo tipo de concreto foi eliminar os inconvenientes dos agregados graúdos como as possíveis oclusões ou vazios internos, eliminação da zona de transição e aumento da superfície do esqueleto granular. Pelo efeito da maior superfície específica, a distribuição das cargas incidentes sobre os grãos é mais homogênea, diminuindo a concentração de tensões em eventual falha da microestrutura, assim, aumentando a resistência máxima do material. Sabe-se que, quanto menor a dimensão dos grãos, maior é a superfície específica, maior a reatividade química e ligações secundárias pelas forças de Van der Waals (ligações de superfície) e mais elevada é a homogeneidade do material. Dessa forma, os grãos de agregados

finos não ficam em contato um com os outros, evitando as tensões de contato e possíveis falhas nesses locais.

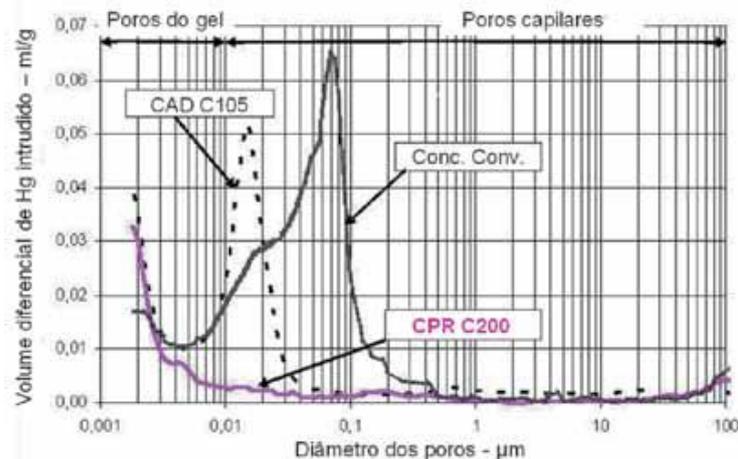
Vanderlei (2004) e Aïtcin (2000) relatam que os problemas relativos à heterogeneidade existentes no concreto comum são reduzidos no CPR pelas seguintes razões:

- a) os agregados graúdos são eliminados e substituídos por areia fina com tamanho de grãos não excedendo 2 mm;
- b) as propriedades mecânicas da mistura são melhoradas. A relação entre os módulos de elasticidade, para o concreto de alto desempenho (CAD) e para o CPR, do agregado (E_a) e da pasta de cimento hidratado (E_p) são: CAD: $E_a/E_p \approx 3,0$; CPR: $E_a/E_p = 1,0$ a $1,4$.
- c) a zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento é suprimida;
- d) a relação agregado/matriz é reduzida.

Para aumentar o desempenho durante o processo produtivo poderão ser aplicados cura térmica e/ou pressão. A decisão no uso dessas medidas depende da aplicação do CPR, pelas dificuldades tecnológicas envolvidas e custos.

A Figura 2 apresenta um diagrama do ensaio de porosimetria de um concreto convencional (CC), um concreto de alto desempenho (CAD) classe C105 e um CPR classe C200. Observa-se que a maior quantidade de poros no CC está ao redor de $70\mu\text{m}$, no CAD de $15\mu\text{m}$ e o CPR em $2\mu\text{m}$. Para este último, praticamente todos os poros são inferiores a $10\mu\text{m}$. O material compactado não se deixa penetrar por praticamente nenhum agente agressivo, o que lhe confere extrema durabilidade (TUTIKIAN *et al.* 2011).

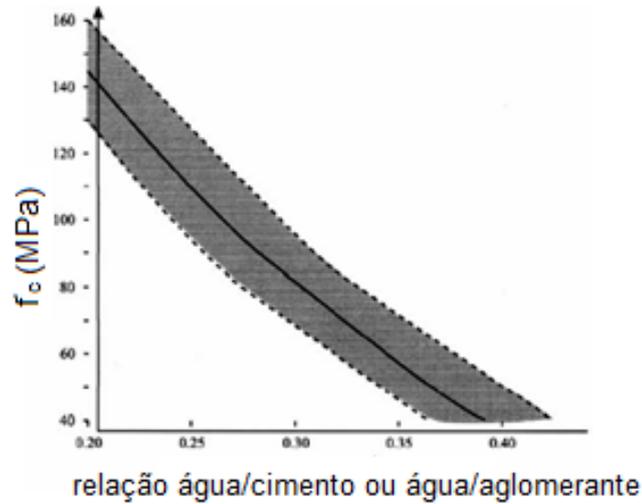
Figura 2 – Porosimetria de Hg comparativa entre CC, CAD e CPR



Fonte: ULTRA HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, 2011 apud TUTIKIAN *et al.*, 2011.

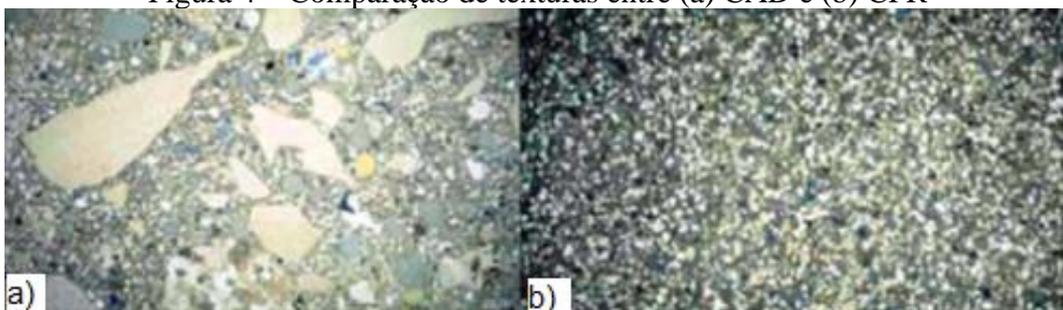
Como o CPR apresenta uma relação água aglomerante (a/ag) muito baixa, é interessante a curva teórica apresentada por Aïtcin (2000), mostrada na Figura 3. Essa curva correlaciona a relação a/ag com a resistência à compressão aos 28 dias, baseada em uma série de resultados obtidos em pesquisas.

Figura 3 - Relação entre a/ag e a resistência à compressão aos 28 dias



Em termos de escala, o CPR está para o CAD na proporção de 1:100, conforme mostra a Figura 4 (RESPLENDINO, 2006).

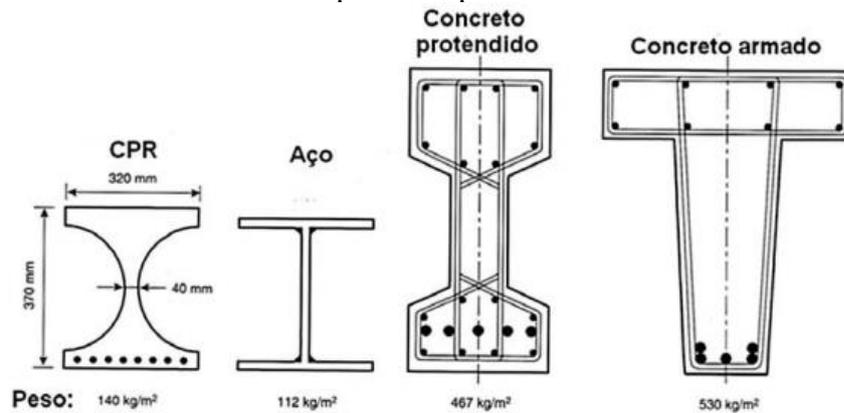
Figura 4 – Comparação de texturas entre (a) CAD e (b) CPR



Fonte: RESPLENDINO, 2006.

Para fins de comparação, com a mesma capacidade portante, na Figura 5, são representadas as seções de quatro tipos de materiais, CPR, aço, concreto protendido e concreto armado (TUTIKIAN *et al.* 2011).

Figura 5 – Seções de peças de CPR, aço, concreto protendido e concreto armado com mesma capacidade portante



Fonte: WALRAVEN, 1999 apud TUTIKIAN *et al.* 2011.

2.2 HISTÓRICO

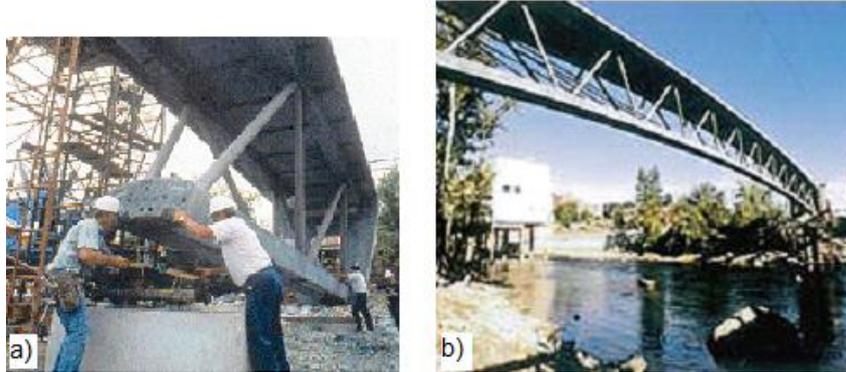
O CPR é derivado de pesquisas realizadas na França por Pierre Richards, ex-diretor científico da empresa francesa Bouygues, considerado o inventor desse tipo de concreto, em 1990, a partir do estudo de CAD desde 1982 (VANDERLEI, 2004).

O primeiro exemplo de uso de CPR é de 1998, na construção da passarela de Sherbrooke, Canadá, Figura 6, com 60 m de comprimento, que emprega CPR encapsulado em tubos metálicos de parede fina como montantes da estrutura treliçada. Teve assessoria do professor Pierre Claude Aïtcin, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Sherbrooke. Conforme citado por Vanderlei (2004), as propriedades mecânicas do CPR usadas para o projeto foram: resistência à compressão de 200 MPa; resistência à tração de 7 MPa; resistência à flexão de 40 MPa e módulo de elasticidade de 50 GPa.

Continuando suas pesquisas em conjunto com as empresas Lafarge e Rhodia, o conceito CPR se expandiu com o uso de fibras e aditivos especiais para o de concreto com fibras de ultra alto desempenho (sigla em francês BFUP – *Béton Fibrés à Ultrahautes Performances*). Atualmente, esse concreto é patentado com o nome de Ductal® (TUTIKIAN *et al.* 2011).

O Ductal continua sendo estudado no Lafarge *Centre de Recherches* LCR, mas já é fabricado na Europa e nos Estados Unidos pela Lafarge, e por suas associadas, no Japão, pela Taiheiyō e TCC, e na Austrália e Nova Zelândia, pela VSL/Austrália.

Figura 6 - Passarela de Sherbrooke Canadá. (a) Posicionamento de um segmento da ponte de Sherbrooke; (b) Estrutura executada com CPR



Fonte (a): WALRAVEN, 1999 apud TUTIKIAN *et al.* 2011; (b) TÉCHNE, 2009.

Produzida, pela Ductal, a estação de trem de Shawnessy na cidade de Calgary (Figura 7), também no Canadá, foi construída com forma de casca côncavas, sem a presença de armadura principal. São 24 abóbodas com uma casca fina de pré-fabricados, medindo 5m x 6m e com espessura de apenas 2 cm. Estrutura projetada para suportar cargas combinadas de vento e de neve possui resistência à compressão de 150 MPa e resistência à flexão de 18 MPa, apresentando grande facilidade de uso, além de ser extremamente durável.

Figura 7 – Estação de trem em Calgary



Fonte: CIVILIZAÇÃO ENGENHEIRA, 2012.

2.3 MATERIAIS COMPONENTES DO CPR

O concreto de pós reativos é composto por areia, cimento, sílica, pó de quartzo e superplastificante.

2.3.1 Areia

Os parâmetros que definem a seleção da areia são: composição mineral, diâmetro médio das partículas, composição granulométrica, forma das partículas, dosagem da mistura em massa (VANDERLEI, 2004).

Conforme Richard e Cheyrezy (1995), é preferível uma areia silicosa com resistência elevada que possui uma excelente interface pasta/agregado e é disponível a um custo não muito alto. Esses autores também recomendam o uso de areia com diâmetro máximo de 600 μm e diâmetro mínimo de 150 μm para que não haja interferência das partículas mais finas de areia com as maiores partículas de cimento (80-100 μm).

Quanto à forma das partículas, pode ser utilizada areia artificial, proveniente de britagem de rochas, como areia natural que é mais esférica e demanda menor quantidade de água.

Yang *et al.* (2008), analisando o comportamento mecânico com diferentes tipos de areia observaram que a areia silicosa pode ser substituída pela areia natural mais econômica, mantendo o alto desempenho mecânico e o comportamento dúctil. Esses pesquisadores observaram que a classificação da areia não influenciou significativamente os resultados. No entanto, areia com partículas mais uniformes e formato esférico apresentaram menor teor de vazios com melhor fluidez e maior resistência à compressão.

2.3.2 Cimento

Segundo Tutikian *et al.* (2011), cimentos como cimento Portland comum (CP I) e cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI) são os mais recomendados para utilização nos concretos de pós reativos, podendo-se utilizar outros tipos desde que sejam estudados previamente. O CP V ARI é o mais adequado por sua composição de calcário e argila na produção do clínquer, que faz com que ele reaja em maior velocidade com a água e, conseqüentemente, atinja maiores resistências num intervalo menor de tempo. Este cimento, em geral, segundo Repette (2005), tem diâmetro de 10 μm , não devendo ser mais fino do que isso, pois aumentaria muito a demanda de água da mistura.

Shekarchizadeh *et al.* (2004), em estudos sobre os efeitos da quantidade do cimento e da relação água/cimento em CPR concluíram que uma faixa de fator de cimento de 1700 a 2000 Kg/m^3 resultam em maiores resistências à compressão. Os resultados dos testes mostraram que com as mesmas proporções e procedimentos de cura, a redução do fator água/cimento de 20% para

11,5% aumentaram a resistência à compressão em 46%. E para relações água/cimento menores que 10%, a resistência à compressão reduziu substancialmente, que pode ser devida a falta de água para completar as reações químicas e a trabalhabilidade fica comprometida.

De acordo com Richard e Cheyrezy (1995), cimento com baixo teor de C_3A (aluminato tricálcico) oferece melhor resultado. Cimentos com elevado teor de C_3A possuem elevada liberação de calor de hidratação em idades iniciais, conferindo resistência inicial moderada, mas também apresentam maior retração e calor de hidratação. O C_3A é o constituinte que origina o início da pega do cimento. Outro fator relevante quanto a porcentagem de C_3A , de acordo com Biz (2001), é a melhora da resistência mecânica, quando submetido a tratamento térmico entre 90° e 160°C. O teor de C_3A presente no cimento deve preferencialmente ser menor que 3%. Porém, é difícil de se obter cimentos com esta característica.

Estudo de Copolla *et al.* (1996) compara a influência de diferentes tipos de cimento e sílicas nas propriedades do concreto de pós reativos. Foram estudados 3 (três) diferentes cimentos, contendo aproximadamente 0%, 4% e 11% de C_3A e 3 (três) tipos de sílica branca, cinza e preta, sendo a diferença principal entre estas o teor de carbono. Os resultados indicaram que o cimento com menor teor de C_3A (zero), apresentou melhores resultados de resistência quando submetido aos tratamentos térmico de 90° e 160°C. Ao substituir o cimento livre de C_3A , que obteve 200 MPa de resistência à compressão aos três dias com tratamento térmico a 160°C, por outros contendo 4% e 11% de C_3A , a relação água/cimento aumentou e a resistência mecânica não ultrapassou 160 MPa.

2.3.3 Sílica ativa (sílica fume)

A sílica ativa é um subproduto do processo de fabricação do silício metálico ou das ligas de ferro-silício. Conforme Christ (2011), os benefícios da sílica ativa na microestrutura e nas propriedades do concreto devem-se, principalmente, ao efeito químico ou pozolânico que é a combinação rápida da sílica ativa com o hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento, que por sua vez, produz o silicato de cálcio hidratado. Ainda há o efeito físico microfiler de refinamento dos poros e dos produtos de hidratação, que consiste em um maior empacotamento dos sólidos constituintes na mistura, resultando no perfeito preenchimento dos vazios entre as partículas de cimento.

Vanderlei (2004), cita que a sílica ativa usada em concretos de pós reativos tem três funções principais:

- a) enchimento dos vazios entre a classe de partículas de diâmetro superior (cimento);
- b) aumento das propriedades reológicas pelo efeito lubrificante resultante da perfeita esfericidade das partículas básicas;
- c) produção de hidratos secundários pela reação pozolânica com a cal resultante da hidratação primária.

Segundo Tutikian *et al.* (2011), as partículas de sílica ativa apresentam diâmetro em média 100 vezes menor que o dos grãos de cimento e, em geral, recomenda-se grande utilização desse material na dosagem de concretos de alta resistência, sendo 25% em relação à massa de cimento uma estimativa adequada para atuação efetiva das reações pozolânicas.

2.3.4 Pó de quartzo

O pó de quartzo é um importante ingrediente durante o tratamento térmico do CPR. Christ (2011) comenta que a adição de pó de quartzo na mistura do CPR, além de auxiliar na conformidade da mistura tornando-a mais densa, contribui no empacotamento preenchendo os vazios deixados pelos grãos de areia. E, que devido o pó de quartzo apresentar reações pozolânicas, quando submetido ao tratamento térmico, a adição deste elemento no composto proporciona, além de uma melhora na densidade da mistura, a propriedade de aglomerante, sendo que o aquecimento ativa novas reações pozolânicas que consomem hidróxido de cálcio, produzindo assim silicato de cálcio hidratado em maior quantidade e tamanho superior ao original proveniente da hidratação do cimento.

2.3.5 Aditivo superplastificante

Os superplastificantes identificados como de última geração, a base de policarboxilato, são os mais eficientes e com adição de 1,5 a 2,5% em massa do consumo de cimento (VANDERLEI, 2004).

Ensaio deverão ser feitos, pois nem todos aditivos superplastificantes reagem da mesma forma com um determinado cimento. Segundo Biz (2001), nem todos os superplastificantes comercializados proporcionam o resultado esperado que é o de dispersar as partículas de cimento dentro da mistura, e ainda na redução da quantidade de água e no controle da reologia do cimento. Os aditivos introduzidos em concretos podem alterar o comportamento do concreto tanto no estado fresco, com a trabalhabilidade, quanto no estado endurecido, com as propriedades mecânicas.

2.3.6 Fibras

Conforme Vanderlei (2004), o comportamento do CPR sem fibras é elástico linear e resulta em baixa energia de fratura. Para melhorar a ductilidade desse material e elevar a capacidade de absorção de energia, faz-se o uso de fibras metálicas onde os parâmetros para definir a escolha das fibras são: a natureza da fibra; o comprimento; o diâmetro; a forma e/ou ancoragem nas extremidades; e a dosagem. A maioria dos trabalhos com CPR utiliza fibras metálicas entre 0,15 e 0,20 mm de espessura e de 12 a 15 mm de comprimento. De acordo com Richard e Cheyrezy (1995), a dosagem de fibras é definida de modo experimental e geralmente são introduzidas na mistura em taxas entre 1,5% e 3% do volume de concreto. A taxa ótima econômica é 2% ou aproximadamente 155Kg/m³.

José e Piccinini (2018) utilizando 3% de fibras metálicas importadas, com dimensões de 13 mm de comprimento e 0,15 mm de espessura, em CPR, obtiveram diferenças não significativas na resistência à compressão e no módulo de elasticidade, quando comparadas com o CPR sem fibras, e um acréscimo de 12% na resistência à flexão com a adição das fibras.

Vanderlei (2006) analisou a resistência à compressão com percentuais de fibras metálicas de 0 a 4% em CPR. As fibras também tinham dimensões de 13 mm de comprimento com 0,15 mm de diâmetro e formato reto e obteve os melhores resultados com 3% de fibras, um aumento de 10% na resistência à compressão aos 28 dias, em relação ao sem fibras.

2.3.7 Adições minerais

Aditivos minerais, tais como escória de alto forno, cinza volante, cinza de casca de arroz podem ser usados no concreto porque melhoram a durabilidade, reduzem a porosidade e melhoram a interface pasta agregado. Oner e Akyuz (2007) relatam que *ground granulated blast-furnace slag* (GGBS) ou escória de alto forno granulada é um subproduto da fabricação de ferro-gusa. A escória é uma mistura de cal, sílica e alumina, os mesmos óxidos que compõem cimento Portland, mas não na mesma proporção. Normalmente, silício, cálcio, alumínio, magnésio e oxigênio constituem 95% ou mais da escória de alto forno.

Segundo Christ (2011), o CPR pode ser aplicado em todo tipo de construção, porém em alguns casos a utilização desta tecnologia torna-se inviável devido ao custo dos constituintes e até da forma de cura que este material necessita para que suas propriedades mecânicas sejam alcançadas.

Yang *et al.* (2009), para redução de custo e de impacto ambiental, analisaram uma mistura com substituição de parte do cimento por escória de alto forno e sílica fume (SF). Hassan (2013) e Rojas (2018) também utilizaram GGBS substituindo parte do cimento para análise de um concreto de ultra alto desempenho.

2.4 PREPARO DO CPR

O conceito básico para a produção do CPR é a homogeneidade e a compacidade granular. A homogeneidade é obtida eliminando o agregado graúdo, restando o agregado miúdo, fíler, cimento, adição mineral, aditivo químico e água. E, através da compacidade entre todos os sólidos do material, obtém-se a compacidade granular.

Não existe normalização dos métodos de dosagens na produção de CPR. Vários trabalhos foram realizados tentando sempre obter melhores resultados. Mas, é essencial uma cuidadosa execução pela importância desse material para a estrutura, pois haverá armaduras de aço ou outros componentes. A produção de CPR em caminhões betoneira, ou betoneiras comuns de construção, torna-se difícil, já que a forma de homogeneização desse tipo de misturador é por gravidade, com o agregado graúdo desempenhando um papel chave no processo. E, se for submetido a cura térmica e/ou pressões, torna-se difícil operacionalizar em um canteiro de obras.

Assim, atualmente, a produção do CPR está limitada a indústrias de pré-fabricados, que utilizam centrais dosadoras de concreto. Há, ainda, a possibilidade de se criar áreas de cura com altas temperaturas e, em situações específicas, alta pressão.

O tempo de mistura para o CPR é maior do que para CC, pela ausência de agregado graúdo, que auxilia na mescla e dispersão dos componentes menores, quando presentes. E, como a relação água/cimento é baixa, é necessário bastante cuidado na correta dosagem.

Segundo Vanderlei (2004), deve-se homogeneizar todos os materiais secos, fluidificar a pasta com aditivos químicos e água e colocar as fibras metálicas. Após a mistura de todos os componentes, moldam-se as peças projetadas e parte-se para a etapa pós-mistura. Para atingir as propriedades elevadas, deve-se aplicar pressão nas peças de CPR, para diminuir, ou até eliminar, os vazios na mistura. As pressões podem ser aplicadas por, no mínimo, 6h após a moldagem, com valores de 20 até 50 MPa.

Richard & Cheyrezy (1995) apresentam dosagens típicas do CPR na Tabela 1.

Tabela 1 – Dosagens típicas do CPR (em massa)

Materiais	CPR 200				CPR 800	
	Sem fibras		Com fibras		Agregados de sílica	Agregados metálicos
Cimento Portland	1	1	1	1	1	1
Sílica Ativa	0,25	0,23	0,25	0,23	0,23	0,23
Areia	1,1	1,1	1,1	1,1	0,5	-
Pó de Quartzo	-	0,39	-	0,39	0,39	0,39
Superplastificante (Polyacrylato)	0,016	0,019	0,016	0,019	0,019	0,019
Fibra de aço L=12mm	-	-	0,175	0,175	-	-
Fibra de aço L=3mm	-	-	-	-	0,63	0,63
Agregado de aço	-	-	-	-	-	1,49
Água	0,15	0,17	0,17	0,19	0,19	0,19
Pressão de compactação	-	-	-	-	50MPa	50Mpa
Temperatura do tratamento térmico	20°C	90°C	20°C	90°C	250-400°C	250-400°C

Fonte: RICHARD & CHEYREZY, 1995.

Segundo o traço da Tabela 1, para efeito comparativo, o consumo de cimento e sílica ativa por metro cúbico de concreto seria por volta de, respectivamente, 46% e 50% acima do utilizado neste trabalho.

3 ESTUDO EXPERIMENTAL DO CONCRETO DE PÓS REATIVOS

O tipo de material, suas características, físicas e químicas e a metodologia de produção, como relatado no capítulo anterior, podem interferir significativamente nos resultados de um concreto de pós reativos.

3.1 DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NO CPR

Considerando custo e impacto ambiental, os materiais e o traço foram baseados na pesquisa de Yang *et al.* (2009), com substituição de 35% de cimento por escória de alto forno e 10% de sílica. A Tabela 2 mostra o traço deste estudo.

Tabela 2 - Traço do estudo experimental do CPR

Material	Dosagem	Kg/m ³
Cimento CP V – ARI	1	657
Areia	1,6	1051
Sílica Ativa	0,182	119
Escória de alto forno	0,65	430
Superplastificante	0,027	18
Relação água/aglomerante	0,16	195

Fonte: do autor.

A Figura 8 apresenta os materiais peneirados e pesados. Na sequência, são apresentadas as características dos materiais e a comparação com os resultados de pesquisadores.

Figura 8 – Materiais utilizados. (a) Cimento, (b) Sílica, (c) Escória de alto forno, (d) Areia, (e) Superplastificante, (f) Água



Fonte: do autor.

Analisou-se, por ensaio de difratometria, as fases cristalinas presentes em algumas amostras dos materiais, geradas pelos picos na difração dos raios emitidos pelos átomos característicos dos materiais. O equipamento utilizado foi o XRD-6000 da marca Shimadzu Lab X, disponível no Laboratório do Parque Científico e Tecnológico (Iparque) da Universidade do Extremo Sul Catarinense (Unesc).

3.1.1 Areia

Primeiramente, foram realizados ensaios com dois tipos de areia, areia produzida pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e areia da região de Osório-RS (areia O) e com a mesma sílica disponível no laboratório da Unesc (sílica A). A Tabela 3 apresenta os resultados das propriedades mecânicas aos 28 dias.

Tabela 3 – Resultados com os dois tipos de areia

Sílica	Areia	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
A	IPT n.50	84,70	9,01	43,19
A	O	65,85	7,58	39,66

Fonte: do autor.

Com a areia O, de diâmetro médio de 150 μm , além de apresentar resultados inferiores, houve a necessidade de acréscimo de 60% de superplastificante para a mistura tornar-se trabalhável.

A areia, então, utilizada foi a normal brasileira n. 50, produzida e fornecida pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), conforme estabelecido na ABNT NBR 7214 (2015). Segundo o fabricante, é uma areia que possui 95% ou mais de teor de sílica na sua composição e 95% de material retido entre as peneiras de abertura nominal 0,6 e 0,3 mm. Em ensaio de granulometria, obteve-se 92% de material retido entre essas peneiras, e 6,5% retido na peneira 0,15 mm.

Conforme item 2.2, Richard e Cheyrezy (1995) recomendam o uso de areia com diâmetro máximo de 600 μm e mínimo de 150 μm .

Yang *et al.* (2009) utilizou uma areia silicosa e com diâmetro entre 150 μm e 300 μm .

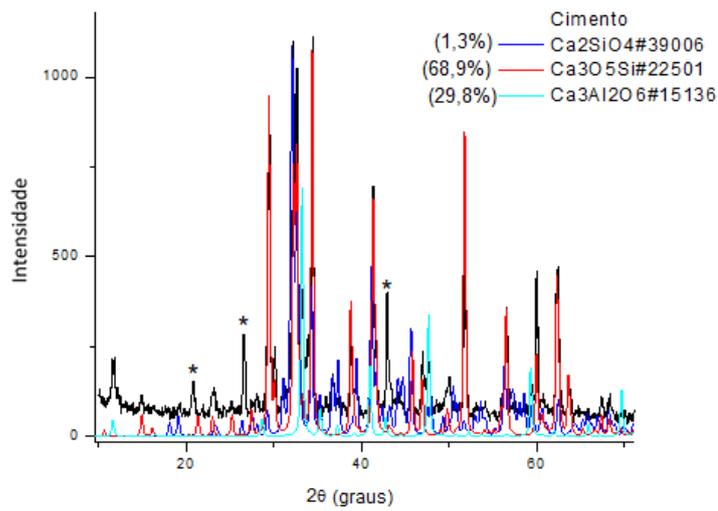
3.1.2 Cimento

O cimento utilizado foi o Portland CP V ARI (Alta Resistência Inicial). Todo cimento utilizado nas dosagens foi proveniente de um mesmo lote de fabricação.

Em análise pelo DRX (Difração de Raio X) e das fases dos difratogramas, conforme Figura 9, o cimento apresentou:

- a) Ca_2SiO_4 – Silicato dicálcico – 1,3%;
- b) Ca_3SiO_5 – Silicato tricálcico – 68,9%;
- c) $\text{Ca}_3(\text{Al}_2\text{O}_6)$ – Aluminato tricálcico - 29,8%.

Figura 9 – Análise das fases dos difratogramas do cimento



Fonte: do autor.

Os dois primeiros componentes são os principais do cimento Portland e correspondem a 70% do cimento. Observa-se um percentual alto de aluminato tricálcico (C_3A). Conforme item 2.3, cimentos com altos teores de C_3A , componente que libera calor de hidratação de forma rápida e influencia na eficiência do aditivo sobre a plasticidade do concreto, podem prejudicar as propriedades de um concreto com alto consumo de cimento por m^3 . O cimento utilizado por Yang *et al.* (2006) apresentava 6,3% de aluminato em sua composição.

3.1.3 Sílica ativa (Sílica fume)

Misturas foram realizadas com sílicas de dois diferentes fabricantes (sílica A e sílica do fabricante Elkem), e com análise aos 28 dias, obteve-se os resultados da Tabela 4. Os demais componentes permaneceram inalterados.

A sílica utilizada foi, então, a do fabricante Elkem Microsilica 920 U. Como havia partículas unidas em grãos maiores, foi peneirada na peneira n.30 de $600\ \mu\text{m}$, sendo o diâmetro médio das partículas de $0,2\ \mu\text{m}$ e massa específica de $2,22\ \text{g}/\text{m}^3$. Segundo o fabricante, é uma sílica ativa

do tipo não densificada, de acordo com as normas NBR 13956-1 e NBR 13956-2 e cujos componentes são:

- a) SiO₂ - Sílica amorfa - 85 a 99%;
- b) Carbono - 1 a 6%;
- c) Óxidos de ferro, alumínio e magnésio.

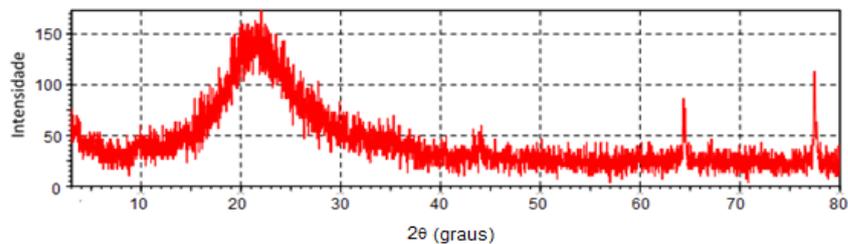
Tabela 4 – Estudo com dois diferentes fabricantes de sílica aos 28 dias

Sílica	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
A	84,70	9,01	43,19
Elkem Microsilica	112,97	9,87	47,9

Fonte: do autor.

A sílica utilizada na pesquisa de Yang *et al.* (2009) continha 93,1% de SiO₂. Na análise por DRX, conforme Figura 10, pode-se observar a presença do halo amorfo entre 10° e 30°, e pico de baixa intensidade, confirmando a condição amorfa da sílica.

Figura 10 – Análise por difração de raio X da sílica



Fonte: do autor.

Também, foi realizada a análise mantendo a sílica Elkem, mas com a areia de Osório (areia O), aos 28 dias. Observa-se, na Tabela 5, melhores resultados com a areia do IPT.

Tabela 5 – Resultados com os dois tipos de areia e sílica Elkem

Sílica	Areia	Resistência à compressão (MPa)
Elkem	IPT n.50	112,97
Elkem	O	102,50

Fonte: do autor.

3.1.4 Escória de alto forno (GGBS)

O *Ground Granulated Blast-Furnace Slag* (GGBS) é um resíduo da produção do ferro tipo Gusa e foi doado pela siderúrgica ArcelorMittal Tubarão de Espírito Santo para a UFRGS. Essa escória foi utilizada para substituir 35% do cimento. Foi moída em moinho de bolas do tipo

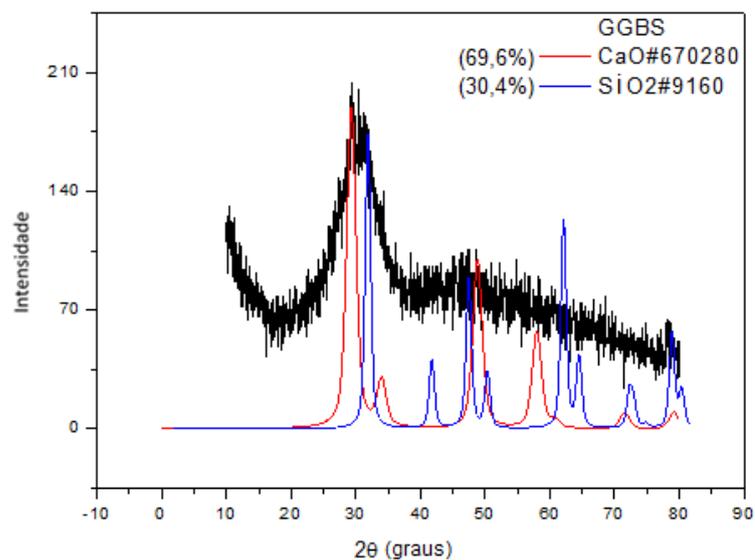
CT-242 por 1 hora e peneirada na peneira n.30 de 600 μm , apresentando diâmetro médio de 200 μm .

A análise pelo DRX (Difração de Raio X), e das fases dos difratogramas, representadas na Figura 11, apresentou:

- a) CaO - Óxido de cálcio – 69,6%
- b) SiO₂ - Óxido de silício – 30,4%

A mistura de Yang *et al.* (2009) continha 40% de CaO e 35% de SiO₂.

Figura 11 – Análise por difração de raio X da escória



Fonte: do autor.

3.1.5 Superplastificante

O aditivo utilizado foi o sika® visconcrete®-3535 cb. É um aditivo líquido de terceira geração de cor castanho claro e com ph de 5.00 – 10.00. Os melhores resultados ficaram em 0,027 de superplastificante e 0,16 de água em relação ao aglomerante, referentes ao traço.

3.1.6 Água

A água utilizada foi a proveniente da Companhia catarinense de águas e saneamento (Casan), rede pública de abastecimento da cidade de Criciúma.

3.2 METODOLOGIA DE PRODUÇÃO DO CPR

Os materiais, com o traço da Tabela 2, foram peneirados, pesados e na ordem de cimento, sílica, escória e areia, foram misturados em um misturador rotativo por aproximadamente 5 minutos. Após, com o equipamento ainda em funcionamento, a mistura de água e superplastificante foi gradualmente adicionada durante 3 min. Após os 8 min, a mistura já apresentava melhor consistência e a partir dos 10 min passou-se para a velocidade 2, permanecendo por 5 min. Tempo total de 15 min de mistura. A Figura 12 apresenta o CPR pronto para moldagem.

Figura 12 – CPR após a mistura



Fonte: do autor.

As misturas eram feitas em duas etapas, para cada idade de ensaio, pelo misturador comportar no máximo 10 Kg. Na primeira mistura, eram moldados 4 corpos de prova para análise de resistência à compressão e 3 corpos de prova para análise da aderência aço-concreto; na segunda mistura eram moldados 9 corpos de prova, sendo 3 para análise de resistência à compressão, 3 para resistência à tração por compressão diametral e 3 para módulo de elasticidade, e assim, sucessivamente, as duas misturas para cada data de ensaio.

A moldagem foi realizada de acordo com a NBR 5738 (2015) em corpos de prova (CP) metálicos cilíndricos com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Após a mistura ser então transferida para os moldes, era compactada por 1 min usando uma mesa vibratória.

Os corpos de prova foram então cobertos com plástico preto e após 48h foram colocados em um tanque com água a 23°C, Figura 13, onde permaneceram até a data do ensaio.

Figura 13 – Corpos de prova em cura submersa



Fonte: do autor.

As características mecânicas foram analisadas aos 3, 7, 28, 56, 63 e 91 dias, em um total de 76 corpos de prova. Os testes foram realizados no laboratório LMCC (Laboratório de Materiais de Construção Civil) localizado no Iparque da Unesc.

4 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

A aderência entre o concreto e o aço é um tema de difícil análise tanto experimental quanto teórica. Com relação ao concreto comum, diversos estudos de aderência foram realizados, mas, em concretos de pós reativos, com resistência mais elevada, necessita de maior estudo e compreensão dos fenômenos dessa ancoragem. O entendimento de como se processa a aderência é vital para entender quando empregar ancoragens retas, ganchos e emendas.

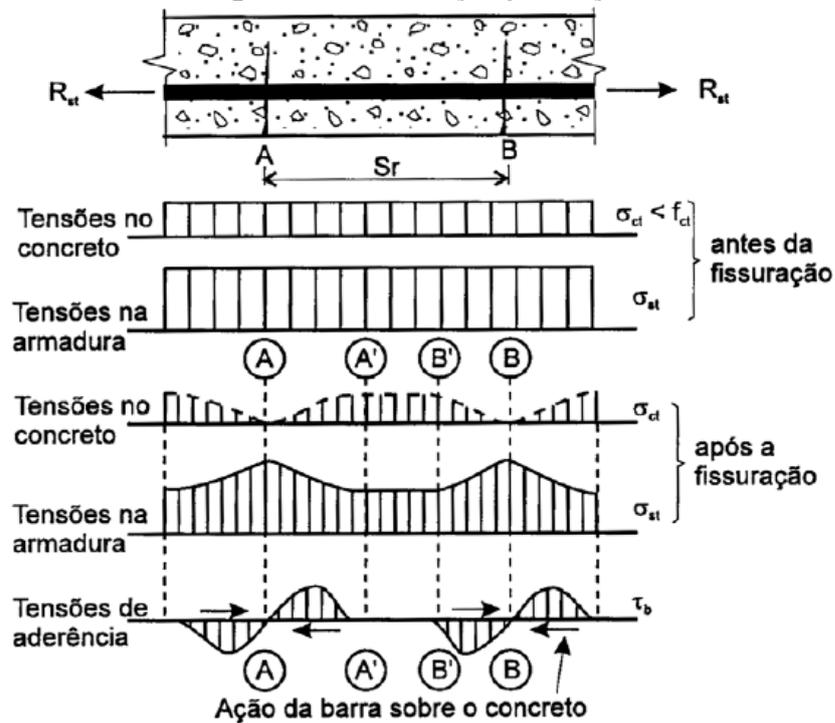
Segundo Caetano (2008), os vários estudos realizados confirmaram a importância da aderência no comportamento global de estruturas de concreto. A aderência no concreto designa o mecanismo de transferência de tensões e de compatibilidade de deformações que se estabelece na interface entre a barra de aço e o concreto que a envolve. Como salientado no clássico trabalho de Leonhardt e Mommig (1977), o concreto armado deve suas boas características de material de construção, em grande parte, à ligação entre o concreto e as armaduras.

Caetano (2008), também, comenta que ficou evidenciado que a aderência tem grande influência no controle da fissuração. Barras com nervuras adequadamente projetadas favorecem o desenvolvimento da aderência e permitem que os esforços porventura atuantes na barra sejam gradualmente transmitidos ao concreto, colaborando para que se desenvolvam várias fissuras pequenas, espaçadas regularmente ao longo da barra. Além disso, em elementos fletidos, a aderência é fundamental para que se possam ancorar as extremidades da barra nas regiões das bielas de compressão junto aos apoios.

Segundo Castro (2002), para solicitações relativamente baixas, o concreto ainda resiste à tração, convencendo-se que o mesmo esteja no estágio I. Com o aumento das solicitações, o concreto passa para o estágio II quando é atingida a resistência à tração do concreto e, portanto, ocorre a fissuração da peça nas fibras mais tracionadas. Na Figura 14, Fusco (1995) considerou somente a existência de duas fissuras A e B afastadas entre si da distância S_r .

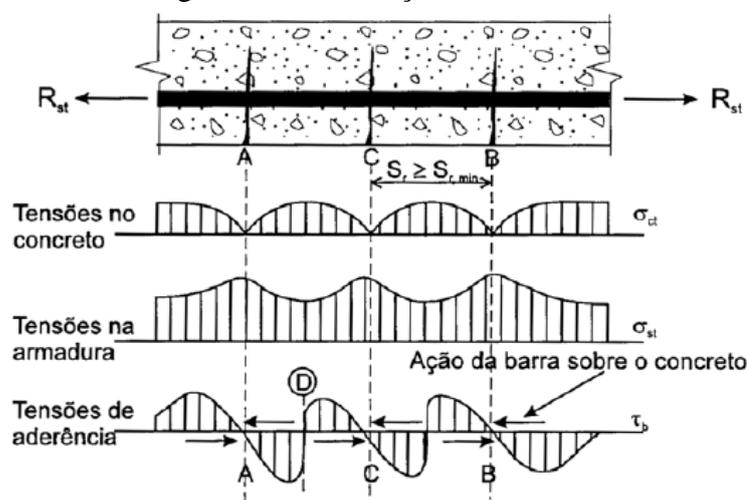
As tensões de aderência são mobilizadas somente nos trechos $\overline{AA'}$ e $\overline{BB'}$, portanto, no trecho $\overline{A'B'}$ a tensão de tração no concreto σ_{ct} é constante. Com o aumento da solicitação externa, cresce a tensão de tração da armadura σ_{st} . Dessa forma, pode-se aumentar a tensão de tração do concreto através da mobilização de tensões de aderência no trecho $\overline{A'B'}$, o que possibilita a formação de uma terceira fissura C entre as fissuras A e B já existentes. (Figura 15)

Figura 14 – Fissuração por tração



Fonte: FUSCO, 1995 apud CASTRO, 2002.

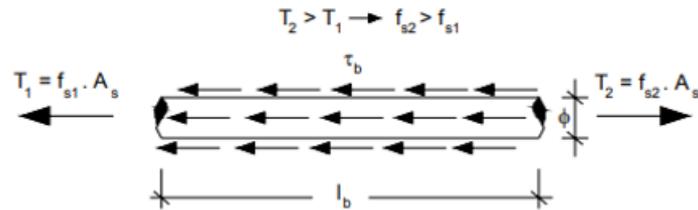
Figura 15 – Fissuração estabilizada



Fonte: FUSCO, 1995 apud CASTRO, 2002.

Almeida Filho (2006) relata que nas peças de concreto armado, as armaduras sofrem a variação de tensão ao longo do comprimento, especialmente nas zonas de ancoragem e de variação do momento fletor. Então, da mesma forma, para que não haja o escorregamento da armadura e a peça permaneça em equilíbrio, é necessário que surjam as tensões de aderência. A Figura 16 ilustra esse comportamento.

Figura 16 – Resistência de aderência na barra de aço tracionada no concreto



Fonte: DUMÊT, 2003 apud ALMEIDA FILHO, 2006.

A resistência de aderência equilibra a diferença entre as forças T_1 e T_2 . Desse modo é possível escrever uma equação de equilíbrio, conforme Equações (1) (2) e (3).

$$T_2 = T_1 + F_{ader}; F_{ader} = \tau_b \cdot A_{lat} = \pi \cdot \phi \cdot \ell_b \quad (1)$$

e

$$f_{s2} \cdot A_s = f_{s1} \cdot A_s + \tau_b \cdot \pi \cdot \phi \cdot \ell_b, \text{ com } A_s = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad (2)$$

Então:

$$\Delta f_s = f_{s2} - f_{s1} = \frac{4 \cdot \pi \cdot \phi \cdot \ell_b \cdot \tau_b}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot \ell_b \cdot \tau_b}{\phi} \quad (3)$$

Onde f_s é a tensão na armadura, A_s é a área da seção transversal da barra de aço, τ_b é a resistência de aderência, ϕ é o diâmetro da barra de aço, ℓ_b é o comprimento de ancoragem e A_{lat} é a área de atuação da resistência de aderência.

Com isso, a NBR 6118 (2014) determina que o comprimento de ancoragem básico, que é o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite $A_s f_{yd}$ nessa barra, é dado pela Equação 4.

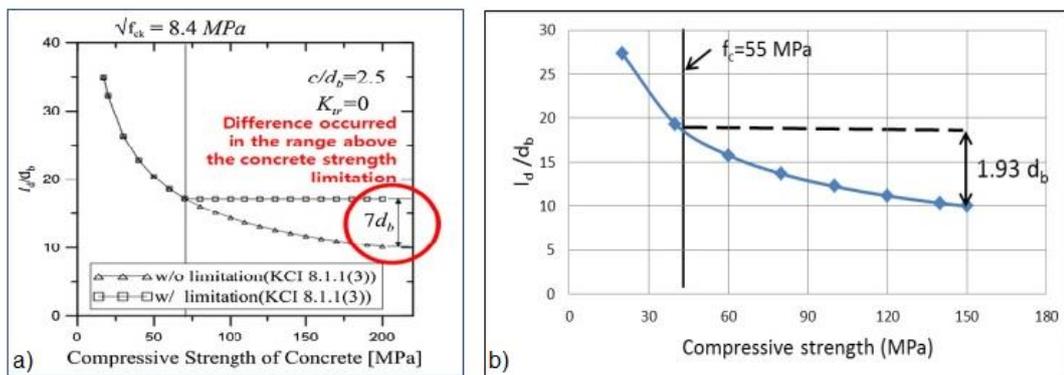
$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25\phi \quad (4)$$

Onde f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura passiva e f_{bd} é a resistência de aderência admitida como sendo uniforme. Então, quanto maior a resistência de aderência, menor o comprimento de ancoragem.

Nas bibliografias, buscou-se informações de aderência referentes a concretos de alta resistência, como CPR. Como há diversas pesquisas sobre aderência para concreto comum, comparações foram feitas.

Conforme Bae *et al.* (2016), as normas de projeto definem equações e coeficientes baseados em resultados de concreto comum. Esses podem ser utilizados para determinar comprimentos de armadura. Dado que as disposições dos códigos existentes são inteiramente empíricas, inúmeras limitações surgem ao aplicá-las a um material recentemente desenvolvido. Quando analisam-se as disposições limitantes das normativas do Korea Concrete Institute (KCI, 2012), apresentadas na Figura 17-a, aplicadas ao CPR, que tem resistência à compressão de 200 MPa, o comprimento de ancoragem do reforço convencional é 7 vezes maior do que o comprimento calculado por equações de comprimento de armadura por normas sem considerar limitações. Isso porque o valor de $\sqrt{f_c}$ não pode ser maior que 8,4 MPa, de acordo com as limitações da norma KCI (2012). Situação semelhante pode-se verificar com as disposições da ACI 318 (2019), em que são aplicadas para calcular o comprimento de ancoragem de concretos até 70 MPa. Pela Figura 17-b, será necessário um comprimento de aderência do concreto comum 1,93 vezes maior do que o concreto com 150 MPa de resistência à compressão, sem considerar a limitação da norma ACI (2019). Em outras palavras, se as disposições atuais das normas são aplicadas, é possível que o projeto de comprimento de reforço para o CPR não seja econômico, contradizendo o propósito do desenvolvimento de material de alto desempenho. Por isso o estudo do comportamento da aderência aço-concreto sem as limitações de resistência à compressão torna-se relevante.

Figura 17 – Limitações das normativas



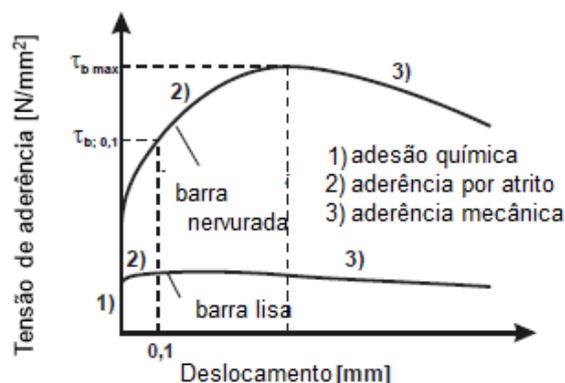
Fonte: (a) KCI, 2012 apud BAE *et al.*, 2016, (b) ACI-318, 2019.

4.1 COMPONENTES DA ADERÊNCIA

Leonhardt e Monning (1977), Bangash (1989), ACI 408 (1992), Fusco (1995), Will (1997), Rossi (2002), Holschemacher (2004), Reys (2009), entre outros, afirmam que aderência é decorrente de três parcelas distintas: aderência por adesão química, aderência por atrito e aderência mecânica.

O modelo do comportamento da aderência entre o concreto e o aço é representado pela relação entre a tensão de aderência e o deslocamento quando se aplica uma determinada tensão na interface, conforme Figura 18. A partir do momento em que a barra é solicitada, inicialmente se desenvolve a parcela de adesão sem que ocorram deslizamentos. O trecho inclinado da curva, correspondentes à aderência por atrito e principalmente pela aderência mecânica, é acentuado para as barras nervuradas. Nas barras lisas, a evolução da curva ocorre de forma menos acentuada, característica da aderência por atrito. A separação da aderência nas três parcelas citadas, é meramente esquemática não sendo possível determinar cada uma delas isoladamente. (FUSCO, 1995)

Figura 18 – Relação tensão de aderência *versus* deslocamento de barras lisas e nervuradas



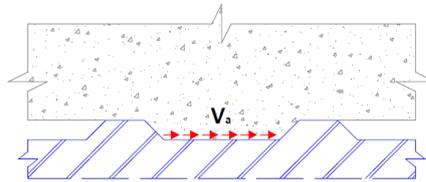
Fonte: WILL, 1997.

4.1.1 Aderência por adesão química

Ocorre durante a reação de pega do cimento, devido às ligações físico-químicas dos materiais. Essa aderência tem um valor pequeno quando comparada com outras aderências, conforme Figura 18. Conforme Reys, 2009, essa aderência caracterizada por uma resistência de adesão V_a , como indicada na Figura 19, pode ser constatada através da separação de um bloco

concretado sobre uma chapa metálica. Nesse caso, verifica-se somente a existência da ligação por adesão.

Figura 19 – Aderência por adesão química

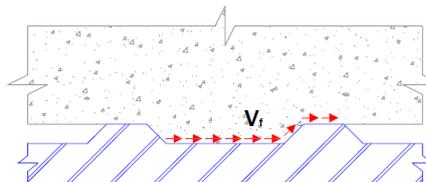


Fonte: REYS, 2009.

4.1.2 Aderência por atrito

A aderência por atrito se desenvolve depois que é rompida a aderência por adesão, isto é, quando se inicia o deslizamento. Essa aderência, segundo Rossi (2002), depende do coeficiente de atrito dado em função da condição de rugosidade superficial da barra e da compressão transversal aplicada pelo concreto sobre a mesma. A parcela de resistência ao deslizamento por atrito é maior que a referente à adesão, como pode ser observado pela Figura 18. Conforme Reys (2009), pode ser determinada através de ensaios de arrancamento que consistem na aplicação de uma força de tração V_f na barra, conforme Figura 20.

Figura 20 – Aderência por atrito



Fonte: REYS, 2009.

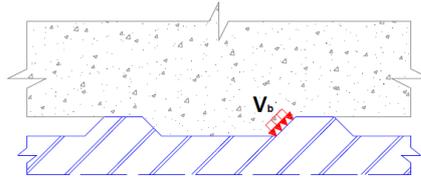
4.1.3 Aderência mecânica

Como mostra a Figura 18, a parcela referente à aderência mecânica é a grande responsável pela ancoragem da barra de aço e essa promove certa resistência de pós pico (depois de atingida a tensão máxima de aderência).

A aderência mecânica é decorrente da presença de saliências na superfície da barra, que funcionam como peças de apoio, mobilizando tensões de compressão no concreto. (COUTO, 2007)

De acordo com Reys (2009), a componente caracterizada pela força V_b , Figura 21, está associada a forças concentradas de compressão que surgem perpendiculares às faces das nervuras no momento em que a barra é tracionada e tende a deslizar. Tais forças provocam a micro fissuração e o micro esmagamento do concreto na região das nervuras.

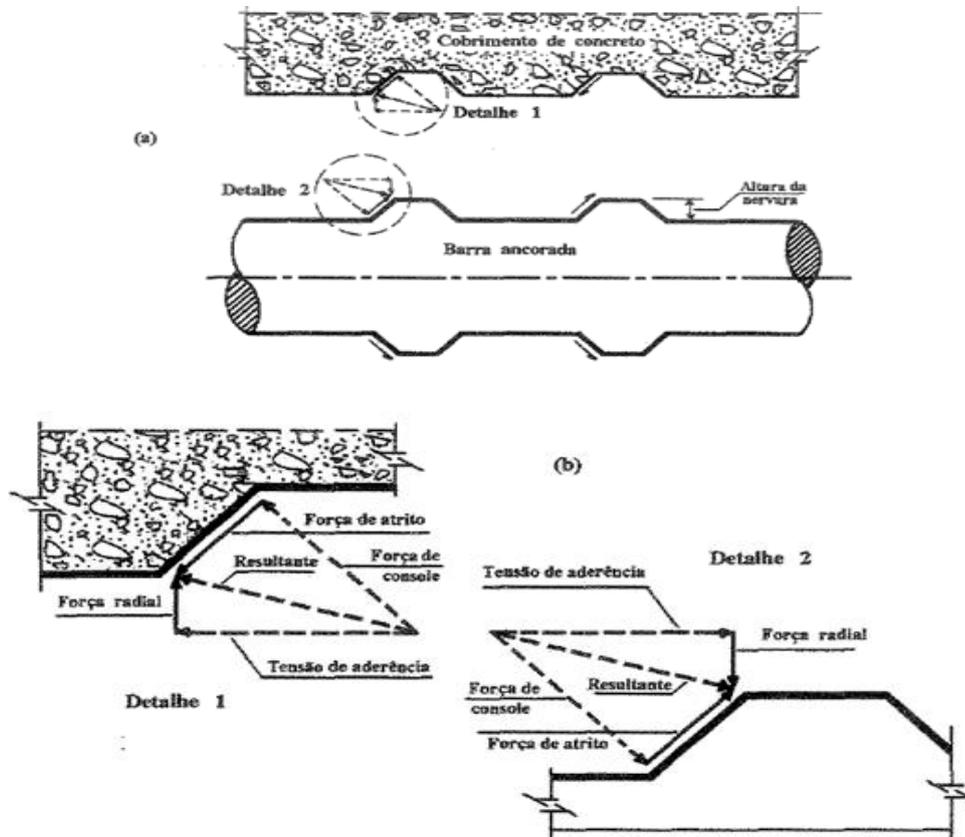
Figura 21 – Aderência mecânica



Fonte: REYS, 2009.

Hamad (1995) e Wang (2009) apresentam um esquema que desmonta as parcelas da aderência agindo durante uma solicitação de arrancamento de uma barra de aço, conforme Figura 22.

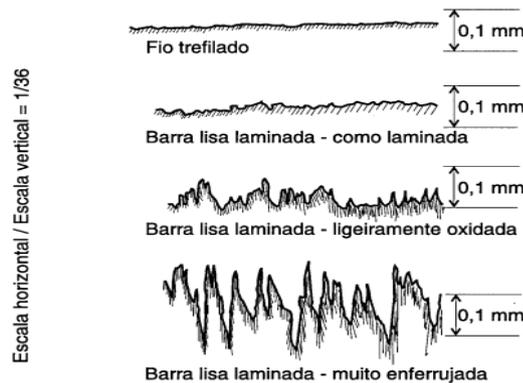
Figura 22 – (a) Ações e reações entre o console de concreto e a nervura da barra de aço; (b) Ilustração das parcelas de aderência



Fonte: HAMAD, 1995 apud ROSSI, 2002.

Castro (2002) comenta que nas barras lisas, existe o efeito da aderência mecânica, devido às irregularidades superficiais inerentes ao processo de laminação, conforme constatado pela investigação realizada por Rhem & Eligenhausen (1973) apud Fusco (1995), apresentada na Figura 23.

Figura 23 – Acabamento superficial de fios e barras



Fonte: REHM & ELIGEHAUSEN, 1973 apud FUSCO, 1995.

4.2 FATORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA

O comportamento da aderência das barras de aço depende de muitos parâmetros que influenciam a resistência e ductilidade das ancoragens no concreto armado. Uma correta avaliação da influência desses fatores é crucial para o seu entendimento e para a determinação do comprimento de ancoragem requerido.

Fatores que influenciam o comportamento da aderência são:

- a) concreto: composição, propriedades do concreto fresco e propriedades do concreto endurecido, tais como, resistência à tração, resistência à compressão, módulo de elasticidade;
- b) barras de armadura: lisa ou nervurada, diâmetro, classe do aço, tipo e geometria das nervuras, estado da superfície das barras;
- c) tipo de carregamento: estático ou dinâmico;
- d) posição das barras durante a concretagem: confinamento, horizontal, vertical ou inclinada, em cima, embaixo ou no centro;
- e) confinamento de concreto ao redor da barra de aço;
- f) comprimento de ancoragem;
- g) relação entre direção da concretagem e direção do carregamento;
- h) tipo, velocidade e duração do carregamento;
- i) temperatura.

Conforme Castro (2002), o Código Modelo CEB FIP (1990) faz uma distinção entre fatores relativos ao comportamento local da aderência e fatores relacionados à resposta global. O comportamento local da aderência é controlado pelas condições básicas de aderência como, por exemplo, posição de concretagem e direção relativa do carregamento com direção de concretagem. O comportamento global de uma região de ancoragem é influenciado por vários fatores relacionados ao seu confinamento, como arranjo transversal das barras ancoradas e arranjo da armadura transversal.

Com relação ao CPR e à armadura de reforço, Al-Quraishi *et al.* (2018) comentam que de acordo com resultados experimentais pesquisados por eles não há um entendimento claro sobre a maioria dos parâmetros que afetam a aderência, modos de ruptura e comportamento da fissuração.

4.2.1 Influência das propriedades mecânicas do concreto na aderência

O CPR, comparado com o concreto comum, apresenta propriedades mecânicas diferenciadas, e isso influenciará no comportamento da aderência. Estudos da aderência considerando concreto comum e de alta resistência são apresentados abaixo.

4.2.1.1 Influência da resistência para concreto comum

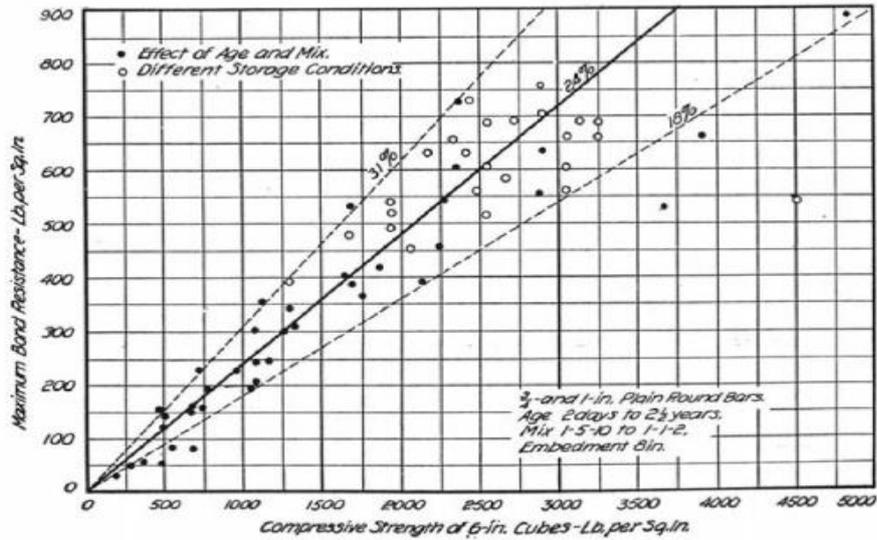
Em concretos de menor resistência, a resistência à compressão é um fator importante, pois o arrancamento da barra de aço se dará pelo esmagamento do concreto à frente da nervura. A resistência à compressão tem sua importância no sentido de suportar as tensões diagonais concentradas geradas nas nervuras do aço.

Abrams (1913) apud Silva (2014) realizou 1500 ensaios de aderência do tipo *pull-out* para verificar a influência das variáveis inerentes à resposta do teste. A Figura 24 ilustra os resultados obtidos por Abrams (1913) mostrando que há mais de 100 anos já se tinha uma ideia da existência de uma forte correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência máxima de aderência aço-concreto.

Diversos autores propuseram relações matemáticas entre resistência à compressão ou resistência à tração com a aderência aço-concreto. Segundo Soroushian *et al.* (1991), a resistência máxima de aderência aumenta quase que proporcionalmente com a raiz quadrada da resistência à compressão, fato que é confirmado por Ducatti (1993), de acordo com os dados

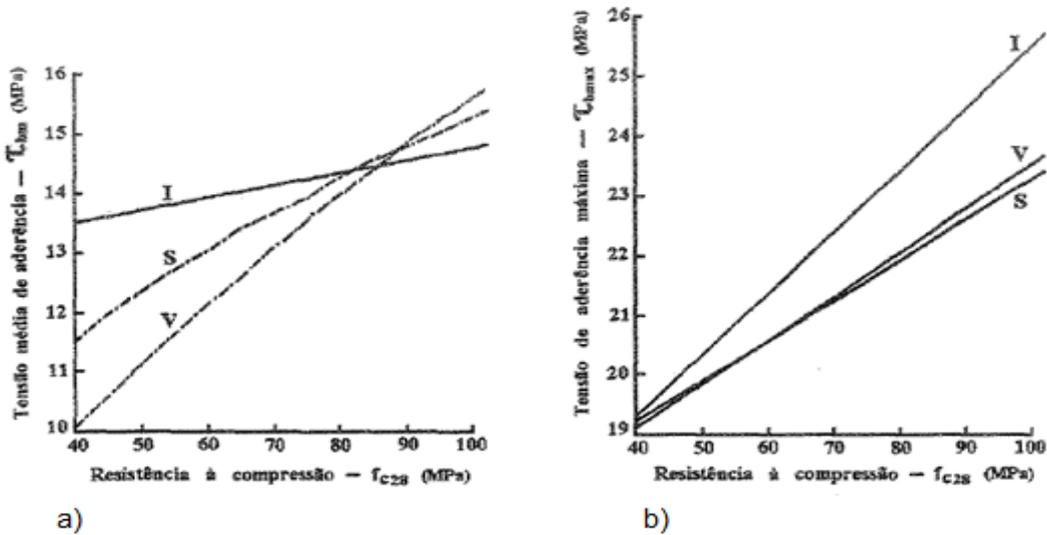
obtidos para a tensão de aderência média (τ_{bm}) e tensão de aderência máxima (tensão de fendilhamento) (τ_{bmax}), como ilustra a Figura 25.

Figura 24 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência máxima de aderência aço-concreto



Fonte: ABRAMS, 1913 apud SILVA, 2014

Figura 25 – Influência da resistência à compressão na aderência. (a) Tensão média de aderência; (b) Tensão de aderência máxima

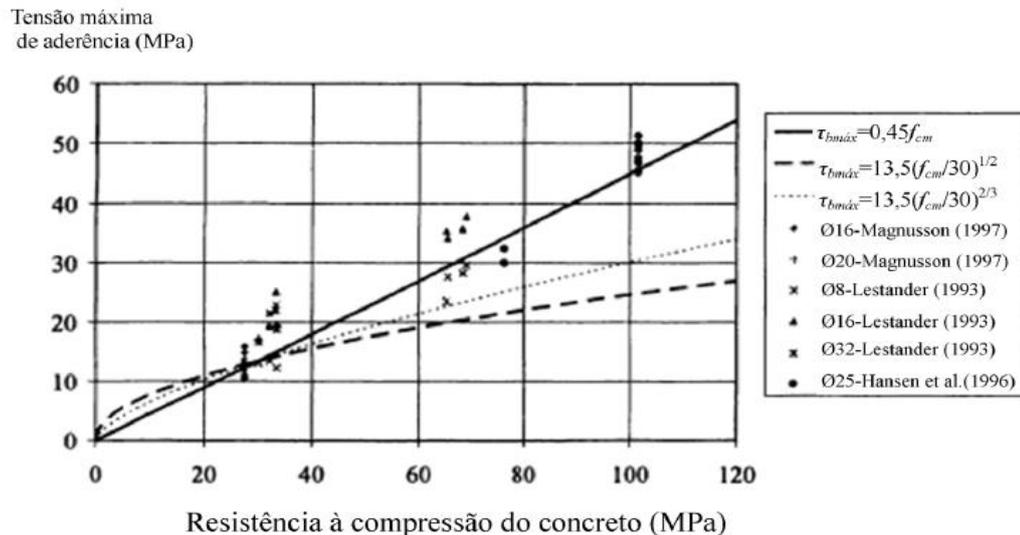


Fonte: DUCATTI, 1993.

Silva (2014) comenta que Magnusson (1997) utilizando ensaios tipo *pull-out*, com barras de diferentes diâmetros e comparando com os resultados obtidos por Lestander (1993) e Hansen *et al.* (1996) e com formulações propostas por Eligehausen *et al.* (1983) e Huang *et al.* (1996)

evidenciou que a correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão de 0,45 é satisfatória em todos os casos analisados. (Figura 26)

Figura 26 – Resultados obtidos por Magnusson (1997), com comparações



Fonte: Magnusson, 1997.

4.2.1.2 Influência da resistência para concreto de alta resistência

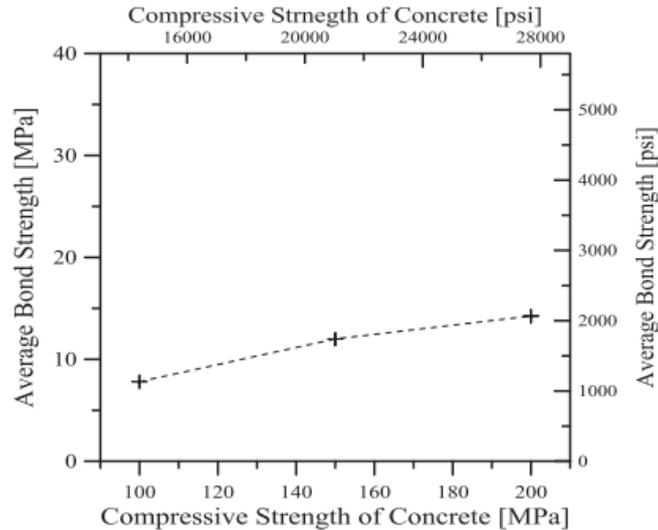
Lubbers (2003), Holschemacher *et al.* (2004), Bae *et al.* (2016) e Al-Quraishi *et al.* (2018) estudando aderência em concretos de pós reativos verificaram que a tensão máxima de aderência, como já era de se esperar, aumenta com o aumento da resistência do concreto.

Diab e Hussein (2014) comentam que em concreto de alta resistência a aderência aumenta significativamente e que muitas pesquisas foram conduzidas para fornecer a melhor expressão para a tensão de aderência para este tipo de concreto. Zsutty (1985) descobriu que $f_c^{1/3}$ forneceu uma correspondente melhoria em comparação com $f_c^{1/2}$. Darwin *et al.* (1992) compararam com grande banco de dados internacional e que foi obtido um melhor ajuste nos dados usando $f_c^{1/4}$ para representar o efeito da resistência à compressão no comprimento da emenda. Zuo e Darwin (2000) observaram também que $f_c^{1/4}$ fornece a melhor representação para o efeito de compressão.

Ahmed *et al.* (2008) comentam que as rachaduras em concreto de alta resistência iniciam com 70 a 80% da carga máxima.

Bae *et al.* (2016) em seus estudos, apresentaram a Figura 27, comparando a tensão de compressão com a tensão de aderência. Observa-se que a tensão de aderência não aumenta proporcionalmente à tensão de compressão.

Figura 27 – Efeito da resistência à compressão do concreto



Fonte: BAE *et al.*, 2016.

Al-Quraishi *et al.* (2018) em ensaios de *push-out test* analisaram o efeito da resistência à compressão comparando concreto comum ($f_{cu} = 30$ MPa) e CPR ($f_{cu} = 105$ MPa) com 0,5% de fibra. A tensão máxima de aderência aumentou 253,6% utilizando CPR ao invés do concreto convencional, conforme Tabela 6. Os autores complementam que isto deve-se ao fato de as composições cimentícias de CPR possuírem o tamanho máximo de partícula de 0,5 mm e a presença de fibra de aço que aumentam as tensões de ligação entre a barra e o concreto.

Tabela 6 – Efeito da resistência à compressão na tensão máxima de aderência

	f_c (MPa)	τ_{ult} (MPa)
NC1-fc30	30	9.5
RPC2-Ref	105	33.6

Fonte: AL-QURAIISHI *et al.*, 2018.

Em concretos de maior resistência, as rupturas por fendilhamento ocorrem quando as tensões circunferenciais de tração alcançam ou excedem a resistência à tração do concreto.

Com relação ao módulo de elasticidade, Holschemacher *et al.* (2004) afirmam que o módulo aumenta proporcionalmente da mesma maneira que o concreto de alta resistência. Isto

certamente terá uma influência na ascensão da curva tensão de aderência *versus* deslizamento da Figura 18.

4.2.2 Influência da configuração geométrica e das características das barras na aderência

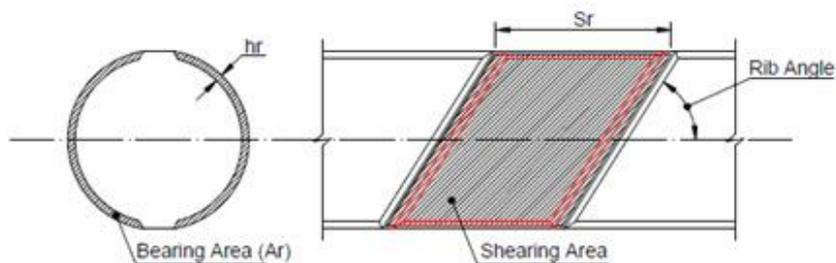
Pesquisas foram realizadas com relação às características das barras no comportamento da aderência, para concreto comum e para concreto de alta resistência.

4.2.2.1 Influência das barras para concreto comum

A presença das nervuras aumenta e muito a parcela de aderência mecânica. O valor da resistência de aderência mecânica depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura da nervura e da distância entre elas. Segundo Silva (2014), alguns pesquisadores ressaltam a importância da superfície relativa das nervuras (f_r). O ACI 408R (2003) simplifica a área relativa das nervuras através da Equação 5, a qual aproxima a relação entre a *bearing área* (h_r) e a *shearing área* (S_r) para uma relação de altura e espaçamento de nervuras. O ACI 408R (2003) corrige esta relação com uma constante, que depende da geometria da barra, que varia de 0,8 a 0,9. A Figura 28 apresenta o desenho esquemático da barra de aço.

$$f_r = \frac{\text{Bearing area}}{\text{Shearing area}} \approx \frac{h_r}{S_r} \quad (5)$$

Figura 28 – Desenho esquemático da barra de aço



Fonte: ACI 408R:2003.

No estudo de Soretz e Holzenbein (1979) apud Caetano (2008), buscando verificar a influência do fator f_r , mantiveram constante a área relativa da nervura ($f_r = 0,065$) usando, entretanto, barras com três configurações superficiais distintas, com alturas de $0,1 \varnothing$, $0,05 \varnothing$ e $0,025 \varnothing$ e

espaçamentos de 1,2 Ø, 0,6 Ø e 0,3 Ø. Os resultados evidenciaram que o comportamento de aderência se manteve inalterado, para deslizamentos acima de 1 mm, demonstrando que a área da nervura é de fato o fator preponderante no desempenho da aderência. Foi verificado, porém, que a ruptura para barras com nervuras de maior altura, em 100% dos corpos de prova, ocorreu por fendilhamento, enquanto que para as nervuras de menor altura e espaçamento, este padrão baixou para 20% de falhas por fendilhamento e 80% de falhas por deslizamento.

A NBR 7480 (2007) especifica que o espaçamento entre nervuras deve ficar entre 0,5 e 0,8 vezes o diâmetro nominal da barra e que a altura média deve ser maior ou igual a 0,04 Ø, para barras de diâmetros maiores do que 10 mm; e maior ou igual a 0,02 Ø, para barras de diâmetros menores ou iguais a 10 mm. A norma ASTM A706 (2009) exige que as barras tenham no máximo um espaçamento médio de 0,7 Ø e altura média de no mínimo 0,04 Ø. Provavelmente, as normas utilizaram-se de pesquisas anteriores, pois Clark (1946, 1949), analisando 17 configurações de barras, concluiu que as proporções ideais para o espaçamento médio entre nervuras é na ordem de 0,7 Ø e altura na ordem de 0,04 Ø para barras de diâmetros menor ou igual a 13 mm. (SILVA, 2014)

Em relação à influência dos ângulos, estudos realizados por Lutz e Gergeley (1967) observaram que angulações entre 40° e 105° são suficientes para que não haja movimentações relativas entre a interface da barra de aço e o concreto, ocorrendo deslizamento por ruptura do console de concreto. Já para ângulos inferiores a 30°, esta movimentação não é impedida, o que muda o comportamento da curva tensão-deslizamento.

Barbosa *et al.* (2008) mostram que barras com ângulo de inclinação da nervura de aproximadamente 47°, espaçamento de 0,7 Ø e altura da nervura de 0,09 Ø a aderência se mostra satisfatória.

Com relação ao diâmetro, alguns autores, como Leonhardt e Mönning (1982) afirmam que o diâmetro da barra tem pouca influência sobre a resistência de aderência. Entretanto, alguns estudos realizados por Sorouchian e Choi (1989), Ducatti (1993), De Larrard *et al.* (1993), Bazant *et al.* (1995), Ichinose *et al.* (2004), Reyes (2009) e Pop *et al.* (2013) entre outros, indicam que se pode obter uma maior tensão de aderência máxima quando o diâmetro das barras se reduz. Segundo Ducatti (1993) apud Caetano (2008), as barras de maior diâmetro retêm maior quantidade de água na sua face inferior, prejudicando a aderência. Caetano (2008) e Park and Paulay (1975) apud Al-Quraishi *et al.* (2018) comentam que a presença de nervuras maiores, típicas de barras de maior diâmetro, também atua de forma negativa na forma de ruptura, pois resultam em solicitações maiores de tração no concreto circundante.

4.2.2.2 Influência das barras para concreto de alta resistência

De Larrard *et al.* (1993) apud Caetano (2008) em seu trabalho mostraram que, para concretos de alto desempenho quando comparados com os convencionais, o diâmetro da barra influencia de forma mais significativa. Comparando as tensões de aderência obtidas para barras de diâmetro de 10 mm e 25 mm, estes autores registraram reduções que variaram de 61,8% a 42,9% quando se incrementa o diâmetro da barra em concretos de alto desempenho e concretos convencionais, respectivamente. Sun *et al.* (2016), utilizando barras de 20 mm e 16 mm, em ensaios *pull-out* em CPR, também apresentam resultados de tensão de aderência menores com maior diâmetro.

Al-Quraishi *et al.* (2018) em ensaios de *push-out test* com CPR comparou corpos de prova com barra de 12 mm e corpos de prova com barra de 16 mm. A tensão de aderência reduziu em 36% quando foi utilizado o diâmetro de 16 mm, conforme Tabela 7. As barras utilizadas possuíam nervuras com ângulo de inclinação de 47°, altura de nervura de 0,09 Ø e espaçamento entre nervuras de 0,7 Ø, que são as mesmas especificações ditas satisfatórias para concreto comum. A área relativa entre nervuras foi de 0,11.

Tabela 7 – Efeito do diâmetro na tensão de aderência

Espécies	Diâmetro	τ_{ult} (MPa)
RPC2-Ref	12	33.6
RPC3-D16	16	21.5

Fonte: AL-QURAISHI *et al.*, 2018.

Já, outros autores, como Azizinamini *et al.* (1993) e Rao *et al.* (2007), relataram que o diâmetro não tem influência significativa na resistência de aderência em concretos de alta resistência.

4.2.3 Influência da posição das barras na aderência

Couto (2007) relata que com a exsudação da água de amassamento, há acúmulo de água sob as barras posicionadas horizontalmente, e com a evaporação da água, surgem vazios na parte inferior das mesmas.

Como o concreto de pós reativos possui baixa relação água/cimento e não possui agregado graúdo, o acúmulo de água e consequentemente os vazios abaixo da barra serão menos prováveis de acontecer.

Barras posicionadas na parte superior de uma viga tendem a apresentar comportamento menos eficiente, com relação à aderência, que as posicionadas na parte inferior. A NBR 6118 (2014) reconhece a existência de zona de boa e má aderência, utilizando um coeficiente para ajustar o comprimento de ancoragem necessário em certas zonas, assumindo que barras situadas no topo de elementos tenham pior aderência.

Em estudo realizado por Brettmann *et al.* (1986) apud Caetano (2008), demonstrou-se que a barra posicionada mais próxima à superfície apresenta tensão de aderência cerca de 10% menor que aquela posicionada na parte inferior, para concretos de pequenos abatimentos (95 mm) e de 40% para concretos de grandes abatimentos (próximo de 230 mm). Estes resultados demonstram que a fluidez dos concretos estudados afetou fortemente a aderência da barra superior, possivelmente pelo fator água/aglomerante (a/ag).

Com isso, no caso do concreto de pós reativos, com baixo teor a/ag e alto teor de finos, deve haver melhora da aderência.

4.2.4 Influência do confinamento do concreto ao redor da barra de aço

O confinamento é um dos fatores que apresenta maior importância quando se trata de concreto de alta resistência. Abaixo seguem as influências do confinamento para concretos comum e para os de alta resistência, com relação à aderência.

4.2.4.1 Influência do confinamento para concreto comum

O confinamento é definido como um dos principais parâmetros que influenciam o valor da tensão máxima de aderência. É um ponto preocupante especialmente no caso de estruturas que são reforçadas com estribos ou submetidas a estado tri axial de tensões.

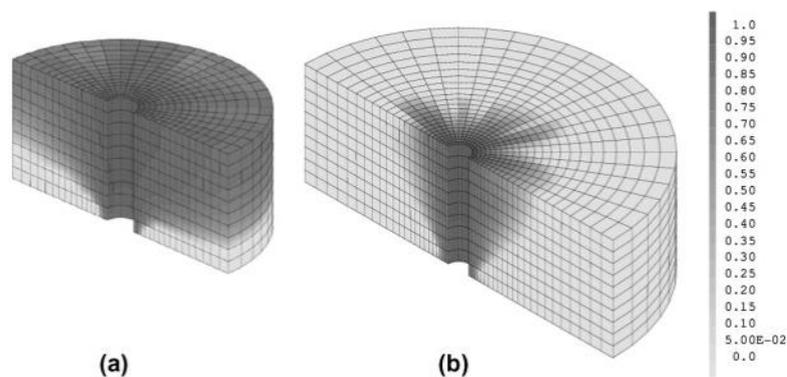
Ribeiro (1985) em ensaios do tipo extremo de viga chegou às seguintes conclusões: ao se aumentar o cobrimento, a tensão máxima de aderência também aumenta; quando se aumenta a quantidade de estribos, percebe-se um aumento na resistência de aderência e a presença de estribos altera também o modo de ruptura, menos brusca quando comparada aos corpos de prova sem a presença de estribos; aumentando-se a resistência do concreto, obtém-se um acréscimo na tensão máxima de aderência.

Torre-Casanova *et al.* (2013) mostraram que o fendilhamento e as falhas no arrancamento dependem da cobertura do concreto, fendilhamento para pouca cobertura e falhas no

arrancamento para outros casos. O concreto circundante à barra de aço deverá suportar as tensões geradas na interface aço-concreto para que a barra possa deslizar. Esses autores apresentaram em um modelo numérico a influência do confinamento em ensaios de *pull-out test*. Na Figura 29, apresentaram dois corpos de prova de aderência, com cobrimentos de $3,5 \varnothing$ e $7 \varnothing$, respectivamente, com a distribuição de fissuração feita por elementos finitos. Observa-se o adequado confinamento do segundo corpo de prova, mantendo a fissuração na região central.

O cobrimento influencia o cone de fissuração formado ao redor da barra de aço. Quanto maior o cobrimento, maior o confinamento e, conseqüentemente, maior a tensão de aderência e menor a tendência do efeito de fendilhamento, principalmente, em concretos de alta resistência. Novamente, o diâmetro da barra teve influência, quando Ahmed *et al.* (2008) em seus estudos experimentais, observaram que a extensão do aumento da aderência foi maior em barras de 13 mm de diâmetro comparada com as barras de 19 mm de diâmetro. Os autores ainda comentam que isso deve-se ao aumento do confinamento que oferece mais resistência a fissuras longitudinais e torna a distribuição de tensão ao longo do comprimento de aderência mais equilibrada.

Figura 29 – Distribuição da fissuração em um corpo de prova de aderência com (a) $c=3,5 \varnothing$; (b) $c=7 \varnothing$



Fonte: TORRE-CASANOVA *et al.*, 2013.

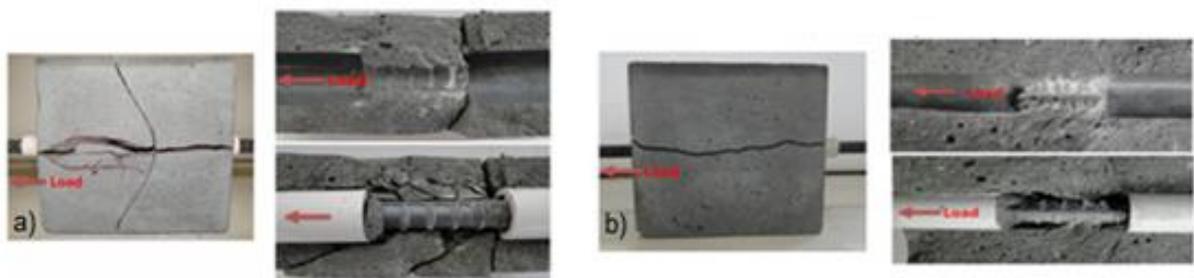
4.2.4.2 Influência do confinamento para concreto de alta resistência

Harajli (2004) apud Ahmed *et al.* (2008) cita que em concreto de alta resistência usando barra de aço convencional sem alterar o cobrimento podem acontecer fissuras e fendilhamento em ensaios de aderência.

Engström *et al.* (1998) apud Holschemacher *et al.* (2004) apresentaram resultados sobre a influência do confinamento na aderência em concretos de alta resistência. Uma redução no cobrimento para 16 mm (o mesmo que o diâmetro da barra) resultou em uma redução de 25% da máxima tensão de aderência em comparação com um bom confinamento de concreto. Ao aplicar estribos ou um cobrimento de 32 mm, o nível de carga era o mesmo que no teste com bom confinamento. No entanto, no pós-pico apareceram trincas longitudinais.

Bae *et al.* (2016) estudando CPR em ensaios *pull out*, validou também aumento de aderência com aumento de confinamento. Em comparação com os espécimes com uma cobertura de concreto de $1,5 \varnothing$, os espécimes com uma cobertura de concreto de $3 \varnothing$, que é duas vezes maior, tiveram 2,7 vezes maior tensão de aderência. Quando esses autores utilizaram confinamento de uma vez e meia o diâmetro da armadura, observaram uma rachadura horizontal na região de ancoragem, adjacente à extremidade carregada, antes de atingir a carga máxima. A rachadura se propagou rapidamente para o final da amostra e causou o fendilhamento, conforme Figura 30 (a). Quando os pesquisadores analisaram os resultados com confinamento de armadura de 3 vezes o diâmetro, observaram que a ação da cunha foi generalizada na área de ancoragem, de acordo com a Figura 30 (b). Falhas de arrancamento foram observadas em concretos com resistência à compressão igual ou maior que 150 MPa. Isso significa, mais uma vez, que em concretos de alta resistência, haverá um aumento de resistência de aderência entre o concreto e a armadura.

Figura 30 – Ruptura por fendilhamento. (a) Confinamento de $1,5 \varnothing$; (b) Confinamento de $3 \varnothing$

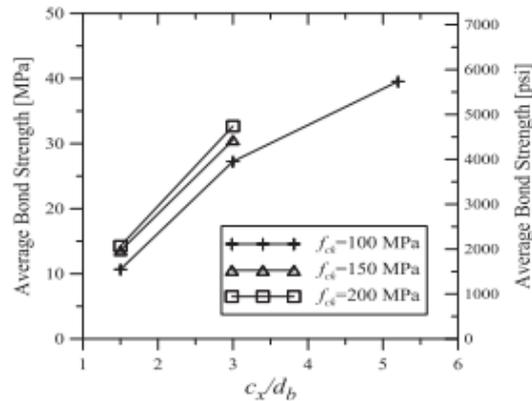


Fonte: BAE *et al.*, 2016.

Na Figura 31, esses mesmos autores apresentam o efeito da relação cobrimento/diâmetro (c/d) na resistência de aderência para altas resistências do concreto.

Al-Quraishi *et al.* (2018), em ensaios de *push-out test*, comparando o efeito do confinamento de 150 mm com 200 mm em CPR, observaram um aumento de 3,8% na tensão máxima de aderência com o aumento do confinamento, conforme Tabela 8.

Figura 31 – Ruptura por fendilhamento



Fonte: BAE *et al.*, 2016.

Tabela 8 – Efeito do confinamento na tensão de aderência

Specimen	Concrete cover	τ_{ult} (MPa)
RPC2-Ref	150	33.6
RPC4-Cover200	200	34.9

Fonte: AL-QURAIISHI *et al.*, 2018.

4.2.5 Influência do comprimento de aderência

O comprimento de aderência será diferenciado para concretos de alta resistência. Para que não ocorra fendilhamento, esse comprimento deverá ser reduzido. Seguem pesquisas relacionadas à influência desse comprimento para concretos comuns e para os de alta resistência.

4.2.5.1 Influência do comprimento de aderência para o concreto comum

O comprimento de aderência entre a barra e o concreto é um importante fator que afeta o escorregamento da barra de aço. O aumento do comprimento aderente e de emenda resulta em uma maior capacidade resistente da ligação aço-concreto. O ACI 408-R-03 (2003) relata que este incremento não é diretamente proporcional ao comprimento. Conforme Santana (2014), uma explicação para este fato está relacionada com a observação de que as tensões de aderência não são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento das barras e as rupturas da aderência tendem a ser por incrementos, ou seja, no início da solicitação, somente algumas nervuras próximas à aplicação da carga são responsáveis por resistir à totalidade do carregamento. Após a ruptura do concreto localizado a frente dessas nervuras, as nervuras mais

afastadas do ponto de aplicação do carregamento começam também a ser mobilizadas. A não uniformidade das tensões de aderência é maior nos concretos de alta resistência.

A recomendação de acordo com RILEM (1983) é de um comprimento de aderência de 5 vezes o diâmetro da barra.

4.2.5.2 Influência do comprimento de aderência para concreto de alta resistência

Segundo alguns autores, como Holschemacher *et al.* (2004) e Ahmed *et al.* (2008), a recomendação do RILEM (1983) é aceitável para o concreto comum. Uma vez que a força de aderência aumenta com a resistência à compressão, o comprimento de ancoragem por aderência deve ser reduzido para concretos de alta e ultra alta resistência. Esta alteração é necessária por causa da transferência das forças elevadas, caso contrário a barra não deslizará. Após alguns pré-testes, esses autores definiram um comprimento de aderência de 1,5 vezes o diâmetro da armadura para concreto de ultra alta resistência.

Sun *et al.* (2016) em ensaios *pull out* em CPR utilizou comprimentos de aderência de 3, 4, 5 e 6 vezes o diâmetro da barra (16 mm). Em todos os testes, com três idades diferentes, a tensão máxima de aderência reduziu com o aumento do comprimento. O aumento de 3 para 4 Ø no comprimento de ligação resultou em resistências de aderência de 6,5 a 9,5% menores, já entre o menor e o maior comprimento de aderência, a diferença chegou a 40,6% na tensão.

Al-Quraishi *et al.* (2018) em ensaios de *push-out test*, com comprimentos de ancoragem de 5 Ø e 10 Ø observaram que dobrando o comprimento, a tensão de aderência reduziu em 57,2%, conforme Tabela 9. Isto se deve ao aumento da superfície de contato entre o concreto e a armadura.

Tabela 9 – Efeito do comprimento de aderência na tensão de aderência

Espécies	Compr. de aderência	τ_{ult} (MPa)
RPC2-Ref	5 ϕ	33.6
RPC7-10 ϕ	10 ϕ	17.38

Fonte: AL-QURAIISHI *et al.*, 2018

4.2.6 Influência da relação entre direção da concretagem e direção do carregamento na aderência

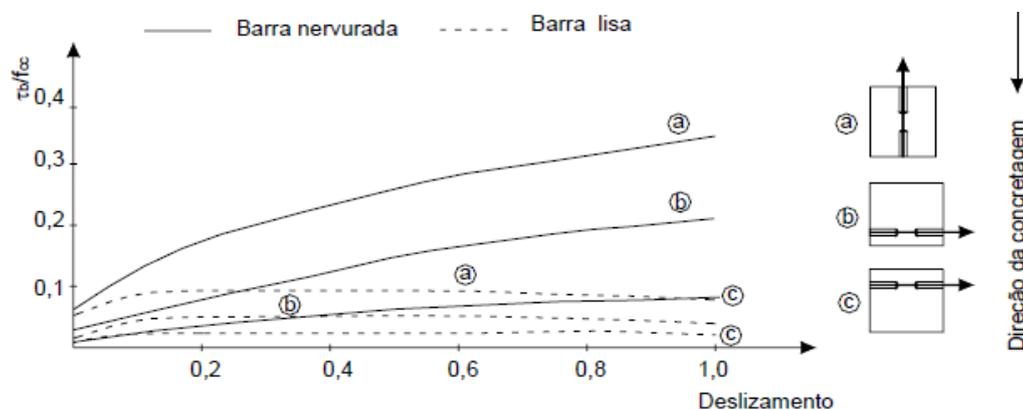
Rehm (1961) apud Santana (2014) já havia percebido que, tratando-se de barras verticais, o desempenho da aderência era bem melhor quando a carga é aplicada na direção contrária àquela

da sedimentação do concreto. O estudo realizado por Ducatti (1993) indicou que a orientação do lançamento do concreto afeta o comportamento de aderência tanto nos concretos convencionais como nos de alta resistência.

Leonhardt e Monnig (1977) apud Couto (2007) mostram, na Figura 32, que a resistência de aderência é maior em barras concretadas na posição vertical e carregadas na direção contrária ao lançamento do concreto e nas barras concretadas na posição horizontal, próximas à face inferior. As barras verticais e carregadas na direção da concretagem e as barras horizontais concretadas próximas à face superior apresentam resistência de aderência inferior às citadas anteriormente.

Barbosa (1998) estudou o comportamento da aderência em concreto de elevado desempenho e observou que a influência da posição da barra de armadura durante a concretagem sobre a aderência diminui quando a resistência do concreto aumenta. E, também, verificou que as barras na posição vertical e carregadas no sentido contrário da direção de concretagem obtiveram uma melhor aderência que as barras horizontais.

Figura 32 – Resultados dos ensaios de arrancamento de barras retas em diferentes posições por ocasião da concretagem

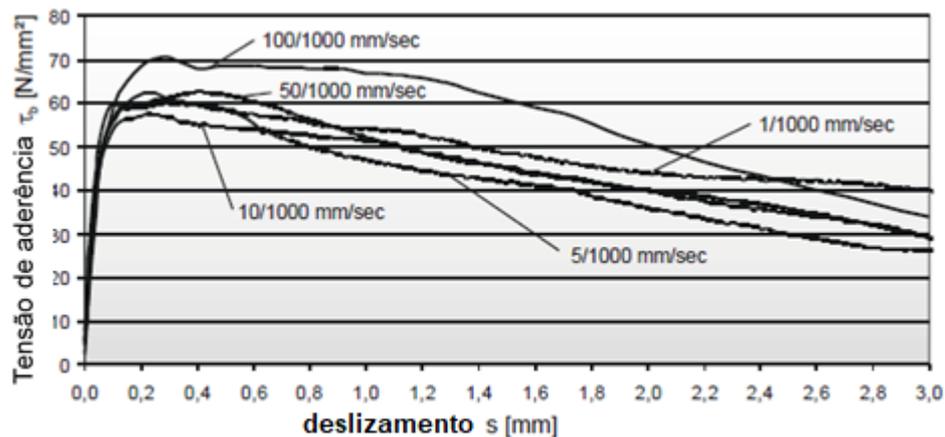


Fonte: LEONHARDT e MONNIG, 1977 apud COUTO, 2007.

4.2.7 Influência da tipo, velocidade e duração do carregamento na aderência

A velocidade do carregamento influencia na aderência. Holschemacher *et al.* (2004) estudaram a influência da velocidade no efeito da aderência aço-concreto. A Figura 33 apresenta essas curvas para 5 velocidades diferentes de carregamento em um concreto de pós reativos, com resistência média à compressão de 147 MPa.

Figura 33 – Influência da velocidade de carregamento no efeito de aderência em um concreto de pós reativos aos 28 dias com barra vertical de 10 mm de diâmetro, cobrimento de concreto de 45 mm e comprimento de aderência de 15 mm



Fonte: HOLSCHEMACHER *et al.*, 2004.

Al-Quraishi *et al.* (2018) no ensaio de *push out* em CPR observou que a velocidade de 0,5 mm/min foi satisfatória e o tempo de duração do ensaio para cada corpo de prova foi de 30 a 40 min. Bae *et al.* (2016) em ensaio *pull out* em CPR com e sem fibras utilizaram a velocidade de 0,6 mm/min.

4.2.8 Influência da temperatura na aderência

Conforme relata Caetano (2008), o aço tem coeficiente de dilatação térmica 10% maior que o do concreto. Para pequenas variações de temperatura essa diferença não provoca efeitos sensíveis, mas passa a ser notável quando as temperaturas se elevam. A expansão radial sofrida pela barra de armadura pode gerar tensões de tração no concreto, ocasionar fissuras e prejudicar a interface aço/concreto. Além disso, o concreto quando aquecido sofre redução das propriedades mecânicas afetando também a aderência.

4.2.9 Outros fatores que afetam a aderência

Alguns autores citam a fluência do concreto, a corrosão, o adensamento, o tipo de superplastificante e a sílica ativa também como fatores que podem interferir na resistência de aderência.

4.3 ADERÊNCIA SEGUNDO A NBR 6118 (2014)

De acordo com a NBR 6118 (2014) quatro fatores influem na resistência de aderência f_{bd} entre o concreto e o aço na ancoragem de armaduras passivas, conforme a Equação 6:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (6)$$

Onde:

f_{ctd} = resistência à tração de cálculo do concreto, dada por $f_{ctk,inf}/\gamma_c$ (em MPa).

η_1 = coeficiente de conformação superficial (1,0 para barras lisas, 1,4 para barras entalhadas e 2,25 para barras nervuradas).

η_2 = coeficiente relativo a situação de boa ($\eta_2=1,0$) ou má aderência ($\eta_2 = 0,7$).

η_3 = coeficiente baseado no diâmetro da barra ($\eta_3=1,0$ para $\varnothing < 32$ mm e para $\varnothing \geq 32$ mm, $\eta_3 = (132 - \varnothing)/100$).

$f_{ctk,inf}$ = resistência à tração mínima característica do concreto ($f_{ctk,inf} = 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$, em MPa)

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

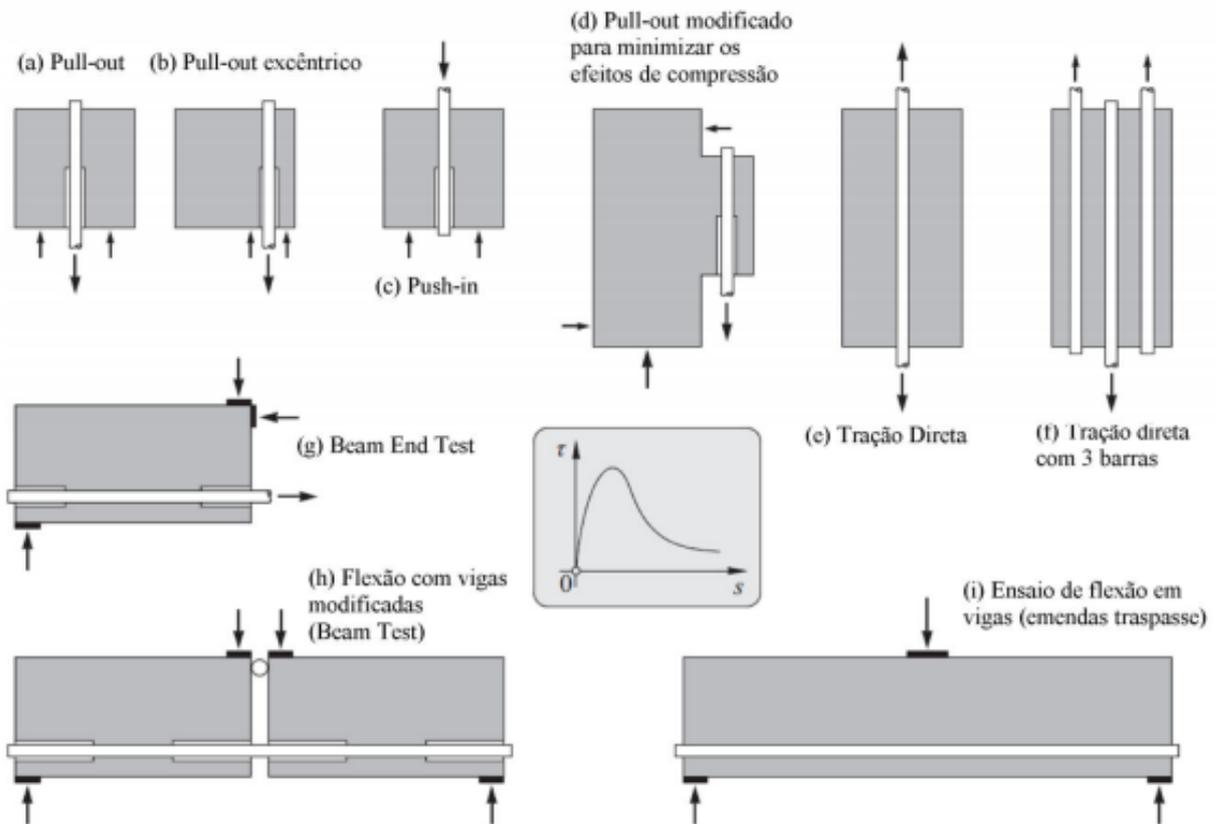
4.4 TIPOS DE ENSAIO DE ADERÊNCIA

Existem diversos ensaios, conforme Figura 34, que permitem avaliar a tensão de aderência *versus* deslizamento, por exemplo:

- a) Ensaio de arrancamento direto (*pull out test* (POT));
- b) Ensaio de arrancamento excêntrico: *cantilever Bond test*;
- c) Ensaio de aderência do tipo *push-in test*;
- d) Ensaio de *pull out* modificado;
- e) Ensaio de tração direta;
- f) Ensaio de tração direta com 3 barras;
- g) Ensaios de extremo de viga: *beam end test*;
- h) Ensaios de flexão: *beam test* (BT);
- i) Ensaio de flexão em vigas (emendas traspasse).

Além destes, existem os ensaios de arrancamento com anel circunferencial- *ring pull-out test*; e o ensaio APULOT, estudados por Lorrain e Barbosa (2008) e Silva (2014).

Figura 34 – Desenhos esquemáticos de alguns ensaios de aderência aço-concreto encontrados na literatura



Fonte: ALVAREZ, 1998 apud SILVA, 2014.

O único ensaio de aderência aço-concreto recomendado pela normalização brasileira é o normalizado pela ABNT NBR 7477 (1982), que atualmente está em revisão, a qual especifica um ensaio de fissuração em tirantes de concreto e como resultado determina o coeficiente de conformação superficial (η) das barras e fios de aço. A ABNT NBR 7480 (2007) estabelece valores mínimos de η para cada classe de aço e diâmetro nominal, comentado no item 4.3.

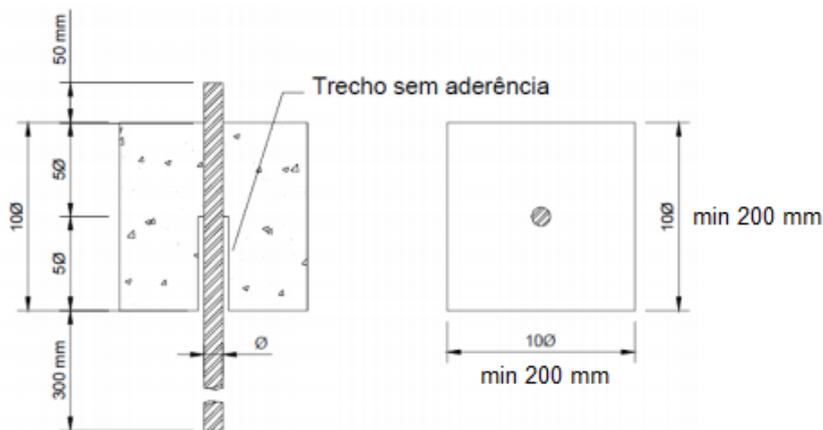
Conforme Santana (2014), os ensaios de viga mostram-se como um melhor procedimento para determinar a capacidade de ancoragem de barras em vigas, apesar da dificuldade de execução. Este ensaio pode ser empregado para avaliar comprimento de ancoragem, presença ou não de armadura de confinamento, tipo de carregamento e diâmetro da barra.

O ensaio de arrancamento *Pull Out Test* (POT) por sua simplicidade e eficiência foi o utilizado neste trabalho.

4.4.1 Ensaio de arrancamento direto POT (*pull out test*)

Este é o mais tradicional dos ensaios de aderência. O ensaio POT consiste em extrair uma barra de aço de um bloco de concreto, geralmente posicionada no centro, conforme Figura 35. As duas extremidades projetam-se para fora do corpo de prova. Em uma extremidade aplica-se a força e na outra mede-se o deslizamento da barra. O ensaio de arrancamento *pull out test* (POT) tem suas diretrizes recomendadas RILEM RC6 (1983).

Figura 35 – Prisma para ensaio de arrancamento

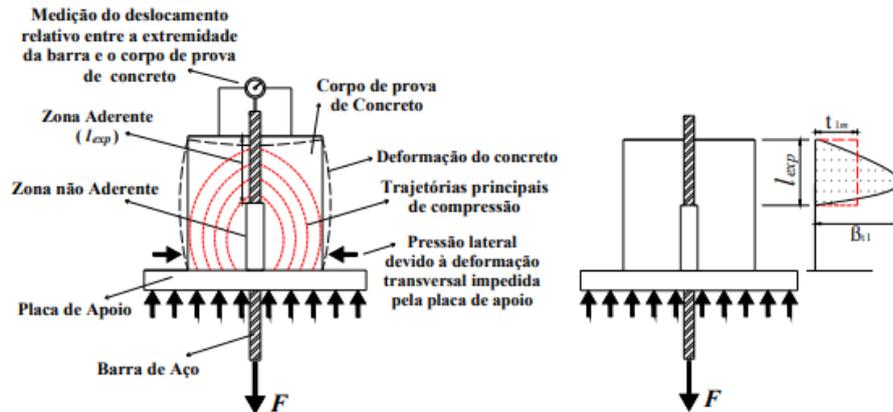


Fonte: RILEM FIB 1983.

Observando-se a Figura 35, o formato recomendado pela RILEM é o cúbico com dimensões de $10 \text{ } \varnothing$ sendo o mínimo de 200 mm, isto é, com um bom confinamento, para evitar o fendilhamento. A resistência à compressão do concreto em que se baseia essa norma é em torno de 30 MPa, medida a partir de corpos de prova cilíndricos de 150 x 300 mm.

Como vantagens do POT têm-se o baixo custo, a simplicidade do corpo de prova e a possibilidade de visualização do comprimento de ancoragem. Inicialmente, o POT servia apenas para pesquisas comparativas ou estudos qualitativos, uma vez que a forma de se solicitar se afastava da realidade e as placas de apoio colocavam o concreto sob compressão e criavam importantes restrições à deformação transversal do CP, conforme Figura 36 (a), mas, com intuito de minimizar esse efeito, a RILEM RC6 (1983) prevê o posicionamento de uma zona não aderida na área de maior compressão antes do comprimento de ancoragem, como ilustra a Figura 36 (b).

Figura 36 – (a) Desenho esquemático do método de ensaio POT; (b) Distribuição da tensão de aderência ao longo da barra



Fonte: Adaptação de LEONHARDT e MONNIG, 1979 apud SILVA, 2014.

No ensaio POT, obtém-se as intensidades das forças em função do deslizamento da barra de aço. Divide-se esse valor da força pela área de ancoragem da barra, obtendo-se a tensão de aderência, conforme Equação 7.

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot l_{ader}} \quad (7)$$

Onde: τ_b é a tensão de aderência, F é a força de aderência, ϕ é o diâmetro da barra de aço e l_{ader} é o comprimento de aderência.

Ribeiro (1985) cita que foi muito interessante a pesquisa realizada por Sorretz (1972), posteriormente complementada por Bony *et al.* (1975), comparando os resultados apresentados pelo POT e pelo BT. A partir de um número muito grande de testes eles concluíram, entre outros pontos, que POT e BT apresentam os mesmos valores para a tensão média de aderência, embora o POT acuse valores bastante superiores para a tensão máxima de aderência.

Segundo Silva (2014), e que também foi observado em outras pesquisas como Castro (2002), Holschemacher *et al.* (2004), Almeida Filho (2006), Couto (2007), Ahmed *et al.* (2008), Diab e Hussein (2014), o ensaio recomendado pela RILEM (1983) acabou servindo de base para variações do mesmo, como exemplos: diferentes formatos do corpo de prova do concreto (cúbico, prismático e cilíndrico) e diferentes comprimentos e posicionamento do comprimento de ancoragem da armadura. Essas modificações são justificadas dentro do âmbito da sistemática de pesquisa abordada, o que não desqualifica os resultados obtidos por diferentes configurações. Almeida Filho (2006) ainda salienta que os corpos de prova cilíndricos possuem uma simetria

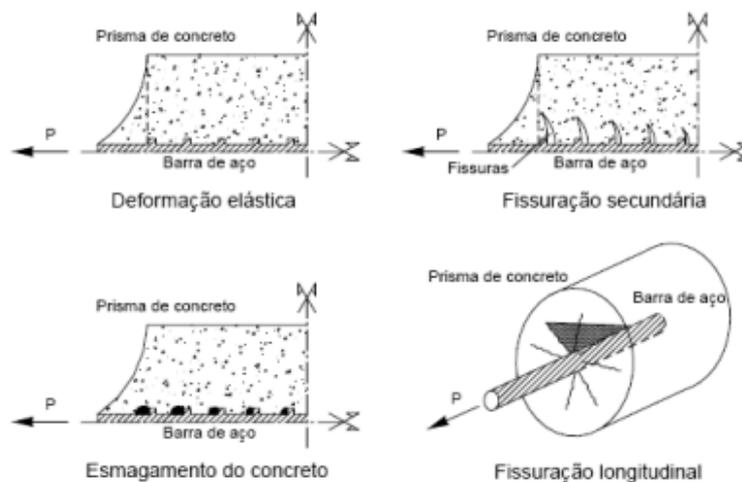
geométrica que proporciona um cobrimento constante, favorecendo o estabelecimento de uma distribuição uniforme de tensões.

Lorrain e Barbosa (2008) sugeriram o ensaio do APULOT, uma modificação do ensaio POT, com o propósito de facilitar o ensaio de arrancamento direto e torná-lo realizável no próprio canteiro de obras. Silva (2014) utilizou este método para controle da qualidade do concreto usando a lei de correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão.

4.5 MODOS DE RUPTURA POR ADERÊNCIA

Segundo Rots (1989) apud Reys (2009), na Figura 37, existem quatro tipos de mecanismos distintos para o fenômeno da aderência, sendo eles: a deformação elástica, a fissuração secundária, a fissuração por fendilhamento longitudinal, e o esmagamento do concreto entre as nervuras da barra de aço.

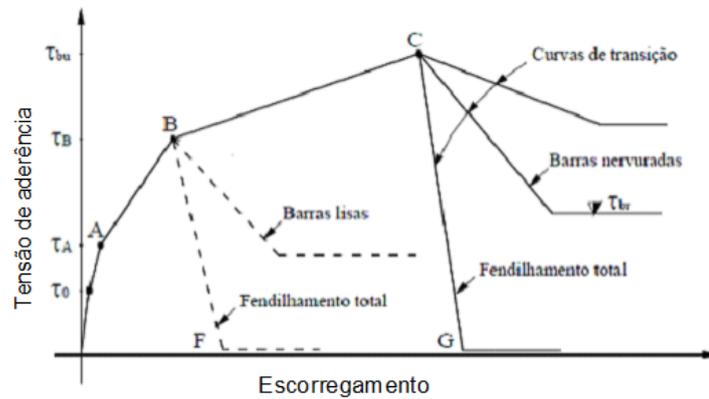
Figura 37 – Mecanismos de ruptura da aderência



Fonte: ROTS, 1989 apud REYES, 2009.

Tassios (1979) apresenta a curva da Figura 38 de tensão de aderência *versus* escorregamento. Segundo o autor, antes da tensão de aderência química ser atingida τ_0 ocorrem escorregamentos extremamente pequenos. Com o aumento do carregamento, a tensão atinge o nível τ_0 , quando ocorre a ruptura de adesão. Para níveis de carregamento mais altos, há mobilização do engrenamento mecânico, tanto para barras nervuradas quanto lisas. Após a τ_A aparecem as primeiras fissuras transversais de aderência. A partir desse ponto, a inclinação da curva é menor pela redução da rigidez do concreto.

Figura 38 – Curva teórica tensão de aderência versus escorregamento

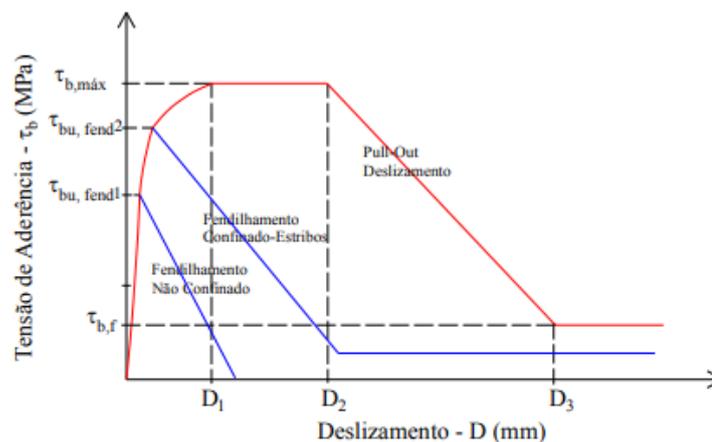


Fonte: Tassios, 1979.

A partir da tensão τ_A inicia-se o processo de fendilhamento, ocorrendo propagação de fissuras longitudinal e radialmente. Quando nível de tensão τ_B é atingido, as barras lisas são completamente arrancadas, em virtude da componente de atrito não ser mais suficiente para manter a aderência.

Para barras nervuradas, o engrenamento mecânico é muito maior e somente quando não há confinamento suficiente, o concreto rompe por fendilhamento (ramo BF da curva). Caso contrário, entre os níveis de tensão τ_B e τ_{bu} , as barras nervuradas apresentam escorregamento crescente devido ao esmagamento do concreto entre nervuras. Quando a tensão τ_{bu} é atingida, só existe o mecanismo de atrito. Após o pico, ocorre queda da curva, até a tensão residual τ_{br} . Quando o fendilhamento se desenvolve ao longo de todo cobrimento, a tensão residual é quase nula (ramo CG). A Figura 39 ilustra um diagrama semelhante ao da Figura 38 esquematizando tensão e deslizamento pelo FIB (2010).

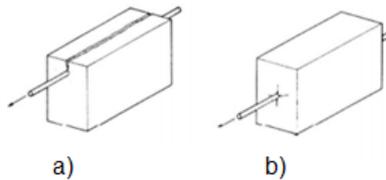
Figura 39 – Curva típica de tensão deslizamento obtida em ensaios monotônicos de aderência



Fonte: FIB, 2010.

Segundo o ACI COMMITTEE 408 (2005) sob carregamentos monotônicos existem dois tipos de rupturas pela aderência: ruptura por arrancamento e ruptura por fendilhamento, isto é, a nervura pode esmagar o concreto em decorrência da ação de cunha ou pode romper o consolo do concreto por cisalhamento. A Figura 40 ilustra os dois tipos de ruptura.

Figura 40 – Rupturas (a) Fendilhamento; (b) Arrancamento



Fonte: DUMÊT, 2003 apud SANTANA, 2014.

Castro (2002) lembra que, somente em ensaios experimentais, representando curtos comprimentos de ancoragem ou de emenda por traspasse é possível estudar, separadamente, esses dois modos de ruptura porque em estruturas reais é provável que ocorra fendilhamento em maior ou menor intensidade. O autor ainda ressalta que, nos casos de arrancamento, frequentemente pode-se observar um fendilhamento parcial, embora pequenas e delgadas fissuras radiais prejudiquem a eficiência da aderência. Outro ponto que destaca, é o comportamento máximo da aderência predominantemente acompanhado pela extração da barra.

Assim, em situações de projeto, Castro (2002), relata que os modos de ruptura são mais complexos, podendo ser resumidos como:

- a) ruptura por arrancamento com ou sem fendilhamento parcial do concreto, ou seja, as fissuras de fendilhamento não são visíveis. Isto ocorre sob alto grau de confinamento e/ou grande cobrimento do concreto;
- b) ruptura por arrancamento induzido pelo fendilhamento total ou parcial, onde as fissuras de fendilhamento são visíveis. Este modo de ruptura ocorre sob confinamento moderado e/ou limitado cobrimento de concreto, onde o cisalhamento do concreto entre nervuras é acompanhado pelo deslizamento entre o concreto e o aço nas faces das nervuras;
- c) ruptura provocada pelo fendilhamento do cobrimento de concreto. Esta situação ocorre onde não haja confinamento e/ou com limitado cobrimento de concreto.

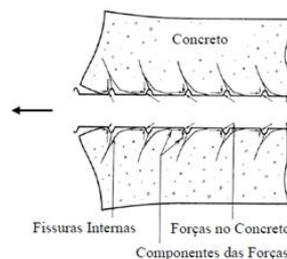
Diab e Hussein (2014) relatam que, de acordo com o critério de energia do mecanismo de fratura, a energia de deformação continua acumulada no material como micro fissuramento, se

propagando em cerca de 70-80% do final. Assim que uma fissura primária se forma ao longo da fronteira entre o aço e concreto, leva imediatamente à propagação de trincas utilizando a energia acumulada. Rachaduras ocorrem rapidamente causando o fendilhamento.

4.5.1 Ruptura por fendilhamento e esmagamento do concreto

Conforme comentado no item 3.4, a tentativa de movimentação de uma barra submetida a esforços de tração mobiliza a área de concreto entre as nervuras e a cunha de apoio que se desenvolve a partir das nervuras. Com o incremento dos esforços, começam a ocorrer fissuras inclinadas nos contornos desta cunha, como indicado na Figura 41.

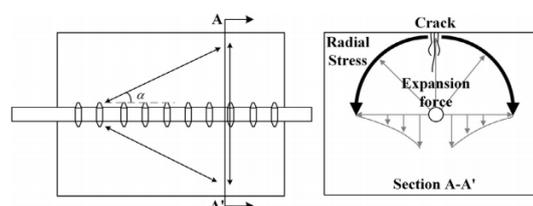
Figura 41 – Evolução da fissuração no extremo das nervuras



Fonte: GOTO, 1971 apud CAETANO, 2008.

Como mostra a Figura 42, o fendilhamento do concreto pode ser definido como o efeito de tração circunferencial ocasionado pelas componentes radiais das tensões de compressão que transferem o esforço do aço para o concreto, citado por pesquisadores como Almeida Filho (2006) e Al-Quraishi *et al.* (2018). Aquele autor também reforça que, este tipo de ruptura ocorre quando o confinamento é insuficiente para garantir o arrancamento completo da barra. Então, para que se desenvolvam forças radiais significativas no concreto que circunda a barra de armadura, é necessário que a tensão de tração, gerada pela aderência, exceda a tensão de ruptura à tração do concreto.

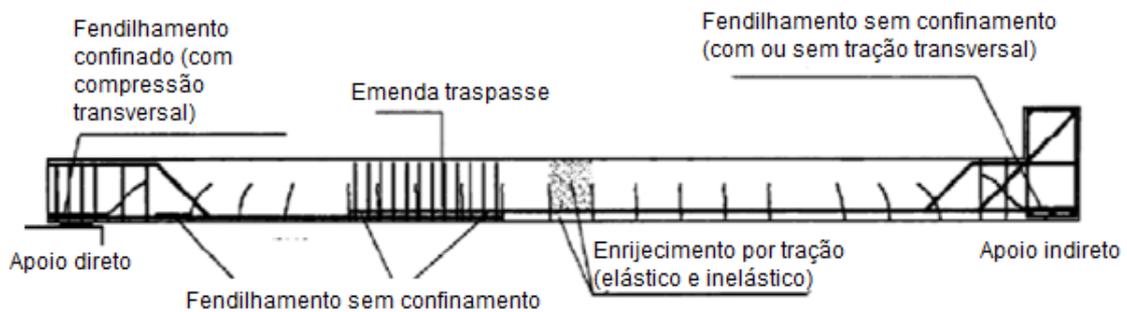
Figura 42 – Mecanismo de tensão de aderência



Fonte: AL-QURAIISHI *et al.*, 2018.

A Figura 43 ilustra típicas fissuras devido à insuficiência de aderência segundo o FIB (2010). A Figura 44 ilustra um exemplo de um corpo de prova fendilhado obtido em testes realizados nesta pesquisa.

Figura 43 – Problemas provocados por falhas de aderência



Fonte: FIB, 2010 apud SILVA, 2014.

Figura 44 – Corpo de prova fendilhado



Fonte: do autor.

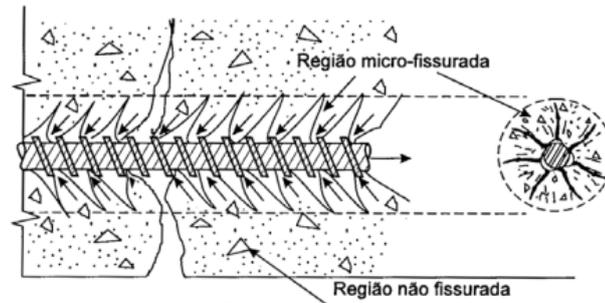
4.5.2 Rupturas por arrancamento de barra

A ruptura por arrancamento ocorre quando os consoles de concreto são rompidos, permitindo o deslizamento da barra de aço do interior do bloco de concreto. Isto ocorre porque, ao mesmo tempo em que são gerados esforços nas cunhas, são geradas solicitações de corte nos consoles de concreto, em que em uma situação limite, estes esforços de corte podem ultrapassar a capacidade resistente do concreto.

Fusco (1995) apud Castro (2002) salienta que a ruptura da aderência não se dá por simples deslizamento da barra de aço dentro do concreto, visto que os esforços mobilizados pela aderência, criam no concreto uma região micro fissurada no entorno das barras, conforme Figura 45. Dessa forma, somente ocorreria o arrancamento da barra por simples processo de

deslizamento progressivo, se houvesse a pulverização de todo o material existente entre as nervuras da barra de aço.

Figura 45 – Microfissuração do concreto no entorno das barras devido à mobilização da aderência



Fonte: FUSCO, 1995 apud CASTRO, 2002.

De acordo com o *Bulletin 55* do FIB (2010), que reforça o que já foi relatado, se o grau de confinamento for elevado, devido à presença de armadura transversal elevada, cobrimentos elevados ou forças transversais, a ruptura por fendilhamento longitudinal é inibida, favorecendo a ruptura por arrancamento. Nas barras lisas, o processo de arrancamento é facilitado, pois as irregularidades, conforme Caetano (2008), da superfície da armadura são muito pequenas e não se formam consoles pela ausência da nervura.

4.6 MODELOS MATEMÁTICOS DE RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

A tensão máxima de ligação entre o concreto e a armadura deve ser calculada para o projeto de ancoragem e comprimento de reforço de estruturas de concreto. Muitos pesquisadores investigaram e sugeriram modelos para comportamento de ligação e previsão de tensão de ligação final para o concreto comum. As equações estão listadas na Tabela 10.

Observa-se na Tabela 10, o modelo de tensão de aderência de Tepfer (1979) que apresenta três situações: quando o concreto em torno da armadura está em estado elástico, em estado plástico, e um estado elástico onde ocorrem fissuras parciais. Bae *et al.* (2016), obteve resultados entre o modelo onde ocorrem fissuras parciais e o modelo plástico. Esta pesquisa, também, obteve resultados entre o modelo de fissuras parciais e o modelo plástico, como será visto mais adiante, no item 6.

Tabela 10 – Formulações empregadas na determinação aproximada da resistência de aderência. (continua)

Pesquisador	Formulação
Orangun <i>et al.</i> (1977); Chapman e Shah (1987); Harajli (1994) e Al Jahdali (1994)	$\tau_{b,máx} = \left[K_0 + K_1 \left(\frac{c}{\phi} \right) + K_2 \left(\frac{\phi}{\rho_e} \right) \right] \cdot \sqrt{f_c}$ <p>Para Orangun et al.: $K_0=1,22$; $K_1=3,23$; $K_2=53$ (Psi) Para Chapman e Shah: $K_0=3,5$; $K_1=3,4$; $K_2=57$ (Psi) Para Harajli: $K_0=1,2$; $K_1=3,0$; $K_2=50$ (Psi) Para Al Jahdali: $K_0=-0,879$; $K_1=0,324$; $K_2=5,79$ (SI)</p>
Kemp (1979)	$\tau_{b,máx} = 232,2 + 2,716 \left(\frac{c}{\phi} \right) \cdot \sqrt{f_c} \quad (\text{Psi})$
Tepfer (1979)	$\tau_{el} = f_{ct} \frac{(c_y + d/2)^2 - (d/2)^2}{(c_y + d/2)^2 + (d/2)^2}$ $\tau_{pl} = f_{ct} \frac{2c_y}{d}$ $\tau_{pl,el} = f_{ct} \frac{c_y + d/2}{1,664d}$ <p>τ_{el} = tensão de aderência dentro da região elástica τ_{pl} = tensão de aderência dentro do estágio plástico $\tau_{pl,el}$ = tensão de aderência no estágio elástico com fissuramento parcial</p>
Eligehausen <i>et al.</i> (1983)	$\tau_{bmáx} = 13,5 \left(\frac{f_{cm}}{30} \right)^\beta$ <p>β varia de 1/2 a 2/3</p>
Soroushian <i>et al.</i> (1991)	$\tau_{bmáx} = \left(20 - \frac{\phi}{4} \right) \sqrt{\frac{f_c}{30}}$
Ducatti (1993) MC2010	$\tau_{bmáx} = 2,5 \sqrt{f_{cm}}$
Huang <i>et al.</i> (1996)	$\tau_b = 0,75 \sqrt{f_{cm}}$
Barbosa (2002)	$\tau_{bmáx} = 4,35 + e^{0,05\phi} + e^{0,004f_c}$ <p>Para concretos com $f_c \leq 50$ MPa</p> $\tau_{bmáx} = 6,6,8 + e^{0,08\phi} + e^{0,003f_c}$ <p>Para concretos com $f_c > 50$ MPa</p>

(continuação)

Pesquisador	Formulação
Caetano (2008)	$\tau_{b,m\acute{a}x} = 10,34 \times \frac{1}{E_n^{0,5}} \times Ner^{0,25} \times \left(\frac{f_c}{30}\right)^{0,25} \times \frac{1}{\left(\frac{\phi}{1c}\right)\left(\frac{f_c}{30}\right)^{0,5}} \times \frac{1}{T_{ec}\left(\frac{f_c}{30}\right)^{0,5}} \times \left(\frac{0,34 + \frac{GC}{2}}{0,34 + \left(\frac{GC}{2}\right)^{1,4}}\right)$ <p> <i>E_n</i> = tipo de ensaio (0,5 para pull out e 1,5 para pull out excêntrico) <i>Ner</i> = tipo de nervura (0,5 para nervura tipo 1 e 1,5 para tipo 2) <i>f_c</i> = resistência à compressão do concreto, em MPa ϕ = diâmetro das barras de aço <i>GC</i> = grau de corrosão, em porcentagem <i>T_{ec}</i> = temperatura de exposição codificada <i>T_{ec}</i> = 1, se <i>T_e</i> ≤ 350°C <i>T_{ec}</i> = (<i>T_e</i> - 125)/225, se <i>T_e</i> > 350°C </p>
Silva (2010)	$\tau_{b,m\acute{a}x} = 0,41f_c + 4,59$ <p>10 MPa < <i>f_c</i> < 50 MPa Para ensaios pull out</p>
Lorrain <i>et al.</i> (2011)	$\tau_{b,m\acute{a}x} = 0,33f_c + 4,35$ <p><i>f_c</i> > 5 MPa Para ensaios pull out</p>
Aslani e Nejadi (2012)	$\tau_{b,m\acute{a}x} = \left[0,679 \left(\frac{c}{\phi}\right)^{0,6} + 3,88 \left(\frac{\phi}{\ell_e}\right)\right] \cdot (f_c)^{0,55}$ <p>Para concretos convencionais</p> $\tau_{b,m\acute{a}x} = \left[0,672 \left(\frac{c}{\phi}\right)^{0,6} + 4,80 \left(\frac{\phi}{\ell_e}\right)\right] \cdot (f_c)^{0,55}$ <p>Para concretos auto adensáveis</p>
EUROCODE 2 (2002)	$\tau_{b,m\acute{a}x} = 2,25 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$
CEB – FIP (2010)	$f_{b,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}}{\gamma_c}\right)$ <p> <i>f_{b,0}</i> = resistência básica de aderência η_1 = 1,8 para barras nervuradas, 1,4 para barras nervuradas revestidas com epóxi, 0,9 para barras lisas, 1,1 para barras recortadas η_2 = 1,0 para situações de boa aderência, 0,7 para todos os outros casos com barra nervurada, 0,5 onde as barras lisas são utilizadas η_3 = 1,0 para $\phi \leq 20$ mm, $(20/\phi)^{0,3}$ para $\phi > 20$ mm. η_4 = 1,0 para <i>f_{yk}</i> = 500 MPa; 1,2 para <i>f_{yk}</i> = 400 MPa; 0,85 para <i>f_{yk}</i> = 600 MPa; 0,75 para <i>f_{yk}</i> = 700 MPa </p>
ABNT NBR 6118 (2014)	$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$ <p> <i>f_{ctd}</i> = resistência à tração de cálculo do concreto, dada por <i>f_{ctk,inf}</i>/γ_c (em MPa) <i>f_{ctk,inf}</i> = resistência à tração mínima característica do concreto (<i>f_{ctk,inf}</i> = 0,7x0,3xf_{ck}^{2/3}, em MPa) γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto η_1 = coeficiente de conformação superficial (1,0 para barras lisas, 1,4 para barras entalhadas e 2,25 para barras nervuradas) η_2 = coeficiente relativo a situação de boa ($\eta_2 = 1,0$) ou má aderência ($\eta_2 = 0,7$). η_3 = coeficiente baseado no diâmetro da barra ($\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32$ mm e $\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi \geq 32$ mm) </p>

Fonte: do autor.

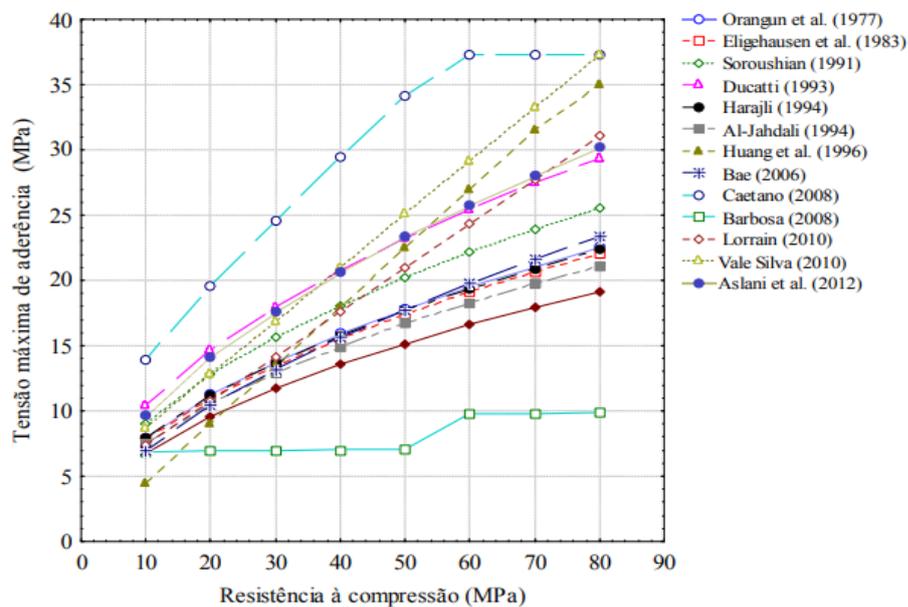
As formulações que não possuem unidade estão no Sistema Internacional (SI).

A Figura 46, apresentada por Silva (2014), apresenta as comparações entre diversos modelos apresentados de predição de tensão de aderência aço-concreto, utilizando dados do Tabela 11. Foi considerado um ensaio tipo *pull out* simples com concreto convencional com resistências à compressão variando entre 10 a 80 MPa.

Observa-se, na Figura 46, uma grande dispersão dos resultados, para uma mesma classe de concreto entre os modelos, em alguns casos a diferença foi de 70% entre os valores estimados. Essa dispersão também foi notada por Bae *et al.* (2016), na Figura 47, sendo a maioria proveniente de *pull out test*.

Os estudos do efeito da aderência em concretos de pós reativos, de Bae *et al.* (2016), Figura 47, e também de Al-Quraishi *et al.* (2018), Figura 48, fizeram com que esses autores concluíssem que como as características de um CPR são diferentes do concreto comum, a equação da tensão máxima de aderência e o comportamento da ligação aço-concreto serão diferentes.

Figura 46 – Resultados das estimativas da tensão máxima de aderência para vários modelos



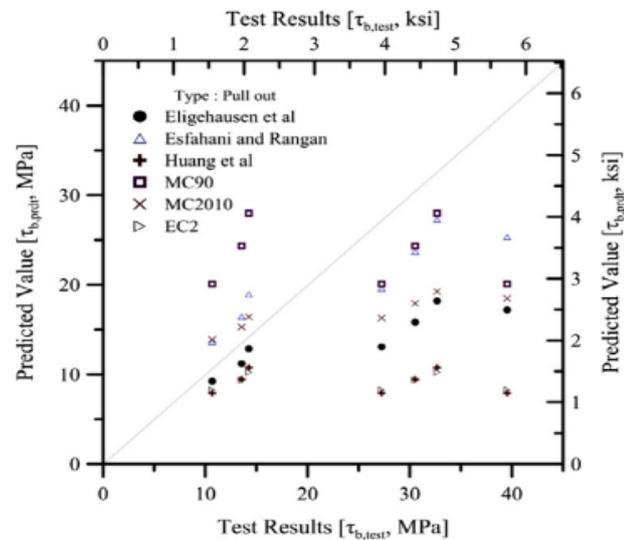
Fonte: SILVA, 2014.

Tabela 11 – Parâmetros de entrada para utilização dos modelos matemáticos.

Parâmetros de entrada	SI	PSI
Diâmetro da barra de aço (\emptyset)	8 mm	0,31 pol
Cobrimento de concreto (c)	46 mm	1,81 pol
Comprimento de ancoragem (l_e)	40 mm	1,57 pol

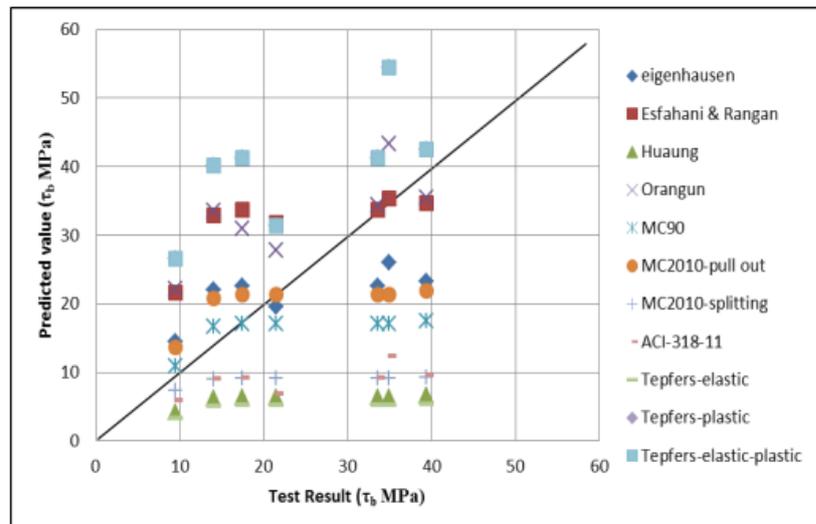
Fonte: SILVA, 2014.

Figura 47 – Valores preditos das equações derivadas de pull out tests com os resultados dos testes de Bae *et al.* (2016)



Fonte: do autor.

Figura 48 – Tensão máxima de aderência predita *versus* resultados dos teste



Fonte: AL-QURAIISHI *et al.*, 2018.

Ainda, segundo Bae *et al.* (2016), algumas diretrizes de projeto de CPR com fibras foram publicadas por Setra (2002) e JSCE (2003). Contudo, os comprimentos de armadura convencional não foram especificados nestas diretrizes de projeto. Para o projeto de comprimento de emenda de reforço, essas diretrizes de projeto exigem avaliações de segurança através da experimentação antes de seu uso como concreto estrutural. Isso significa que, para todos os projetos de construção que usam CPR com ou sem fibras, um experimento deve preceder seu uso, o que requer tempo adicional e custo.

5 ESTUDO EXPERIMENTAL DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

O estudo experimental foi realizado com método *pull ou test* (POT), pela simplicidade, eficiência e possibilidade de visualização da região de aderência. Os materiais e a metodologia são descritos nos próximos itens.

5.1 MATERIAIS PARA ENSAIO DE ADERÊNCIA *PULL OUT*

Os ensaios foram realizados com barras nervuradas e barras lisas. As informações das barras utilizadas são descritas a seguir.

5.1.1 Barras de aço nervuradas

Para análise da resistência de aderência, foram utilizadas barras de aço nervuradas, Figura 49, CA-50 (resistência mínima ao escoamento da barra de aço igual a 500 MPa), de 10 mm de diâmetro e 700 mm de comprimento. Em ensaio de tração obteve-se uma resistência de escoamento (f_y) de 544,5 MPa e resistência de ruptura (f_{st}) de 687,1 MPa. Optou-se por esse diâmetro por ser de fácil comercialização e, conforme referencial, item 4.2, Sorouchian e Choi (1989), Ducatti (1993), De larrard *et al.* (1993), Bazant *et al.* (1995), Ichinose *et al.* (2004), Reyes (2009), Pop *et al.* (2013) entre outros, indicam que se pode obter uma maior tensão de aderência máxima quando o diâmetro das barras se reduz. O comprimento de 700 mm permitiu posicionar a célula de carga e o leitor de deslocamento (LVDT-*linear variable differential transformer*) nas partes superior e inferior da barra, respectivamente.

Figura 49 – Mostra da barra de aço nervurada utilizada nos ensaios



Fonte: do autor.

As barras possuem espaçamento entre nervura de 7,5 mm, ângulo de inclinação horizontal das nervuras de 48° e altura média da nervura de 0,9 mm. Esses valores médios, medidos com auxílio de paquímetro, estão de acordo com os valores normalizados e dentro dos indicados por pesquisadores. Utilizando-se um fator de 0,9 e aplicando-se os dados na equação 5, item 4.2.2, obtém-se média de 0,108 de área de nervura.

5.1.2 Barras de aço lisas

A barra lisa utilizada foi de aço trefilado 1020, com 10 mm de diâmetro, figura 50. Em ensaio de tração obteve-se uma resistência de escoamento (f_y) de 594 MPa e resistência de ruptura (f_{st}) de 677 MPa. Conforme Figura 23, item 4.1.3, a barra trefilada não apresenta irregularidade superficial, esta opção foi para comprovar o efeito da nervura na aderência.

Figura 50 – Mostra da barra de aço lisa utilizada nos ensaios



Fonte: do autor.

5.1.3 Fôrmas dos corpos de prova para ensaio de arrancamento

A Figura 51 apresenta as fôrmas cilíndricas para moldagem dos corpos de prova para o ensaio de arrancamento. Foram utilizados tubos de pvc (cloreto de polivinila) de 100 mm de diâmetro e com comprimento de 100 mm, fixados por parafusos radiais em uma base de madeira com orifício central. Na parte superior, aplicava-se um gabarito de madeira com uma placa metálica para garantir o posicionamento da barra. As fôrmas foram cedidas pelo Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME, UFRGS).

A Figura 52 mostra os corpos de prova desmoldados após 48h, sendo em seguida colocados em cura submersa, onde permaneceram até as datas de ensaio.

As resistências de aderência foram analisadas aos 3, 7, 28, 56, 63 e 91 dias, em um total de 36 corpos de prova, conforme organograma da Figura 53. Os testes foram realizados no Laboratório de Ensaios Mecânicos localizado no Iparque da Unesc

Figura 51 – Fôrmas para ensaio de aderência com barras de aço



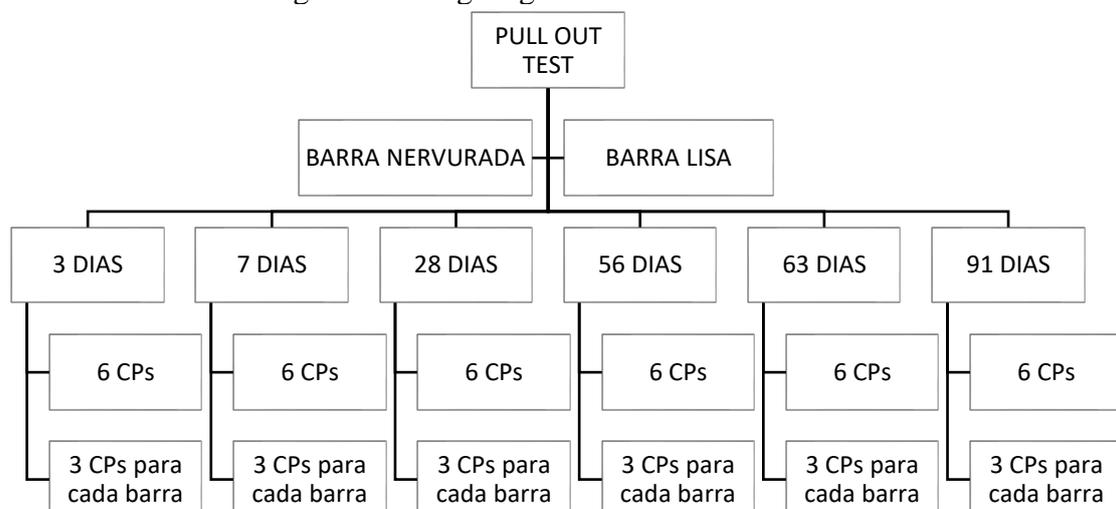
Fonte: do autor.

Figura 52 – Corpos de prova em cura submersa



Fonte: do autor.

Figura 53 – Organograma dos ensaios de aderência



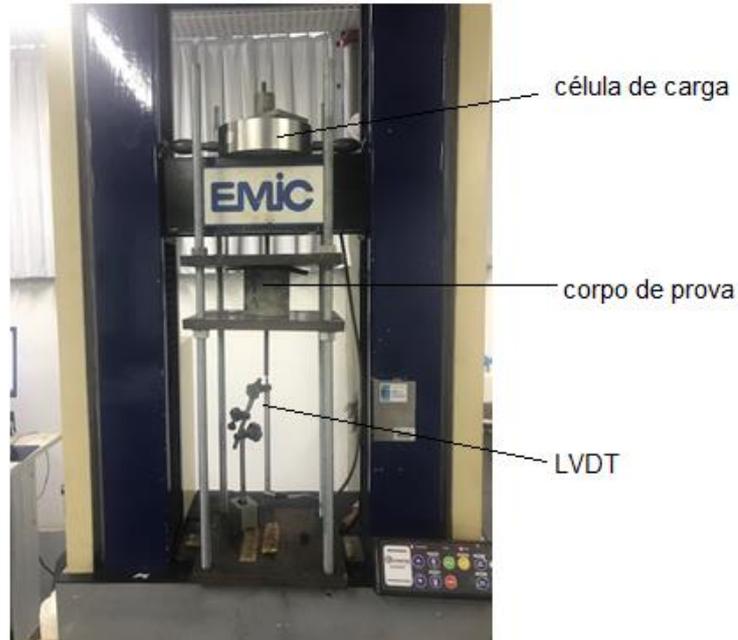
Fonte: do autor.

5.2 METODOLOGIA PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO *PULL OUT TEST*

O ensaio de arrancamento direto *Pull out test* baseou-se nas recomendações da RILEM CEB/FIP RC6 (1983), com adaptação do corpo de prova, e foi executado em uma prensa universal de ensaios da marca EMIC com capacidade para 300 kN, conforme Figura 54.

A barra de aço foi tracionada na extremidade mais longa por uma força de tração, e na outra extremidade foi colocado o dispositivo LVDT, para medir o deslocamento relativo entre o aço e o concreto. Para a leitura do carregamento, foi aplicada uma célula de carga com capacidade de 250 kN acoplada a um computador com o programa *Catman Easy*. Entre o corpo de prova e a placa comprimida, foi colocada uma folha de Neoprene para distribuição mais uniforme dos esforços de compressão. A carga de tração, cujo carregamento se deu na mesma direção da armadura só que em sentido contrário ao lançamento do concreto, foi aumentada até o momento em que ocorreu ruptura da ligação. Com a realização deste ensaio, obtiveram-se as intensidades das forças em kN em função do deslizamento da barra de aço.

Figura 54 – Ensaio de arrancamento pull out test



Fonte: do autor.

Foram realizados 3 testes em que as variáveis eram altura do corpo de prova, velocidade do ensaio e comprimento de aderência.

Em todos os testes foram utilizadas as barras de aço nervuradas com 10 mm de diâmetro e 700 mm de comprimento. Na região de não aderência foram utilizadas mangueiras plásticas.

Quanto à velocidade de ensaio, a recomendação da RILEM (1983) é de realizar o ensaio de arrancamento a velocidade constante, de acordo com a Equação 8.

$$V = 0,5 \varnothing^2 \quad (8)$$

Onde: V = velocidade de ensaio
 \varnothing = diâmetro da barra

Para uma barra com diâmetro de 10 mm a velocidade é de 50 N/s ou 3 kN/min, aplicando-se a Equação 8. O *software* utilizado não permitia o controle por carregamento e sim por deslocamento.

A recomendação da ASTM C234 (1991) para ensaios *pull out* é de que, em caso de controle por deslocamento, a velocidade não seja superior a 1,27 mm/min.

Testes foram realizados alterando tamanho de corpo de prova, comprimento de aderência e velocidade de ensaio, conforme Tabela 12. Os testes, com os resultados, são descritos a seguir.

Tabela 12 – Resultados dos testes

Teste	Nº de amostras (\varnothing x altura(mm))	Comprimento de aderência (mm)	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tempo de ensaio (min)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência de aderência (MPa)
1	3(100 x 40)	2 \varnothing (20)	5	12	104,70	29,23
1	3(100 x 100)	5 \varnothing (50)	5	23	104,70	29,99
2	5(100 x 40)	2 \varnothing (20)	0,2	25	122,00	25,53
3	3(100 x 100)	2 \varnothing (20)	0,2	37	112,97	48,09

Fonte: do autor.

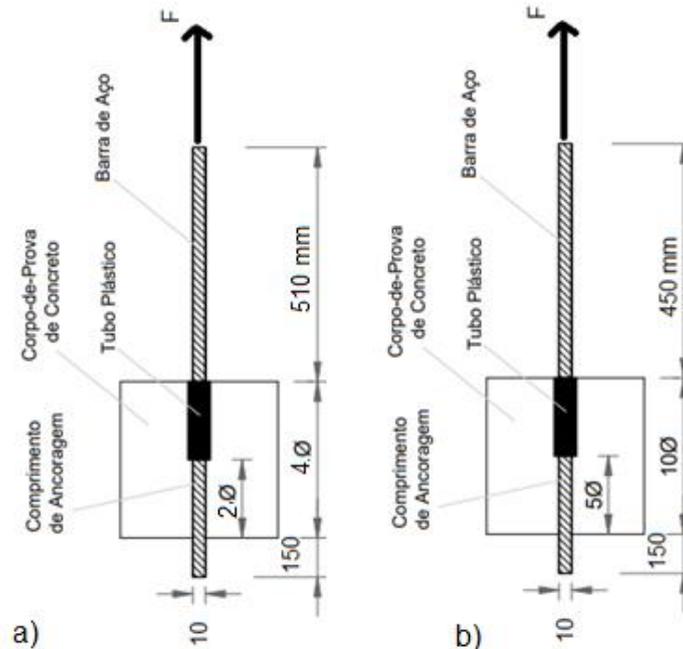
5.2.1 Teste 1

No primeiro teste, foram ensaiados corpos de prova de 100 mm de diâmetro com 40 mm de altura e com 20 mm de ancoragem e corpos de prova com o mesmo diâmetro de 100 mm, mas com altura de 100 mm e 50 mm de ancoragem, 5 vezes o diâmetro, conforme RILEM CEB/FIP RC6 (1983). A Figura 55 representa esses corpos de prova.

Em virtude da pesquisa de Holschemacher *et al.* (2004), Figura 33 do item 4.2.7, que analisaram o efeito de diferentes velocidades de ensaio em um concreto de pós reativos, optou-se, inicialmente, por um teste com velocidade de 5 mm/min. Com resistência média à compressão, aos 28 dias, de 104,7 MPa, todos os 6 corpos de prova, 3 de 40 mm e 3 de 100 mm de altura, em ensaio de arrancamento, obtiveram baixas tensões de aderência e fendilharam, conforme Tabela 12. A Figura 56 apresenta as amostras após o ensaio. As resistências médias máximas

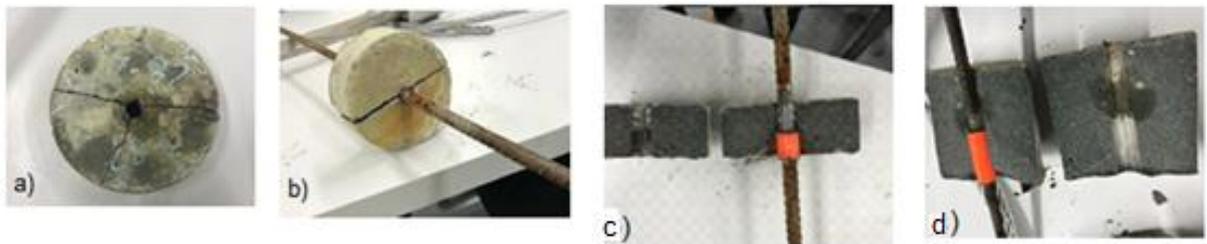
de aderência para os de menor e maior altura, foram de 29,23 MPa e 29,99 MPa, com tempo de ensaio de aproximadamente 12 min e 23 min, respectivamente.

Figura 55 – Corpo de prova teste com (a) 40 mm de altura; (b) 100 mm de altura para ensaio de *pull out test*



Fonte: do autor.

Figura 56 – Ruptura dos corpos de prova após ensaio de *pull out test*. (a) CP1 com 40mm de altura e fendilhamento em três partes; (b) e (c) CP2 com 40mm de altura e fendilhamento; (d) CP3 com 100mm de altura e fendilhamento



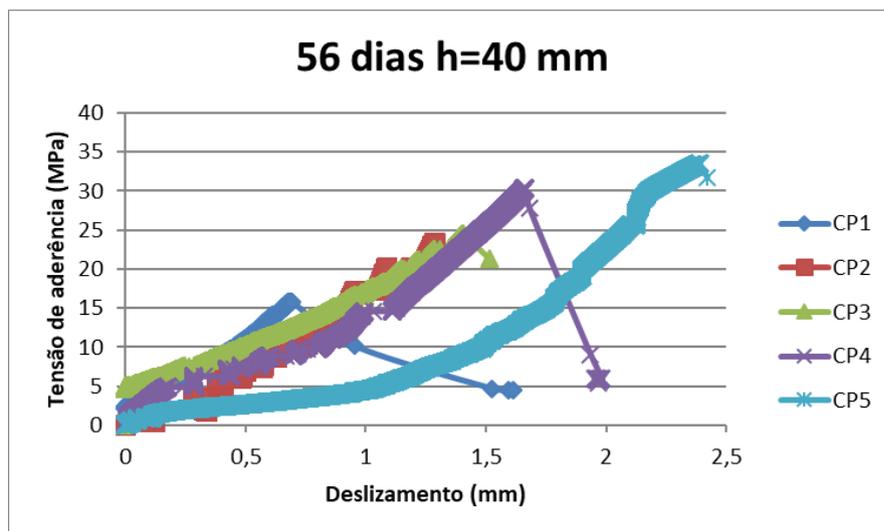
Fonte: do autor.

Como os corpos de prova de menor altura rompiam rapidamente e bruscamente com velocidade de 5 mm/min, optou-se por reduzir a velocidade para 0,2 mm/min. Bae *et al.* (2016) e Al-Quraishi *et al.* (2018), também em CPR, utilizaram velocidades de 0,5 mm/min e 0,6 mm/min, respectivamente.

5.2.2 Teste 2

O segundo teste foi, então, aos 56 dias, com resistência à compressão de 122 MPa, mas com a velocidade de ensaio de 0,2 mm/min e optou-se por manter o corpo de prova com altura de 40 mm. Todos os 5 corpos de prova também obtiveram baixa resistência de aderência e fendilharam. A Figura 57 mostra a curva tensão *versus* deslizamento de todas amostras, que mesmo com resistência à compressão maior, apresentou resistência média máxima de aderência de 25,53 MPa, inferior ao teste 1, conforme Tabela 12. Tempo médio de ensaio foi de 25mm. A Figura 58 apresenta uma das amostras fendilhada.

Figura 57 – Curva tensão *versus* deslizamento dos corpos de prova com altura de 40 mm e velocidade de 0,2 mm/min



Fonte: do autor.

Figura 58 – Corpo de prova CP4 com altura de 40 mm fendilhado

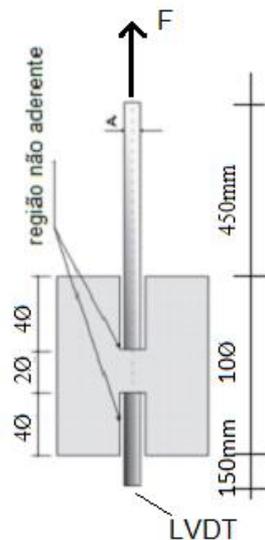


Fonte: do autor.

5.2.3 Teste 3

A partir dos resultados obtidos nos dois primeiros testes, que confirmou o que alguns autores, como Holschemacher *et al.* (2004) e Ahmed *et al.* (2008) haviam relatado, a recomendação de 5 diâmetros pode ser aceitável para o concreto comum. Para concretos com alta resistência têm-se que reduzir o comprimento de ancoragem para permitir o deslizamento da barra e obter maiores resistências de aderência. Optou-se, então, por corpos de prova com altura igual ao diâmetro de 100 mm e barras com comprimento de ancoragem de 2 diâmetros centralizado em relação à altura do corpo de prova, conforme Figura 59 e velocidade de ensaio de 0,2 mm/min.

Figura 59 – Corpo de prova com 2 Ø de aderência

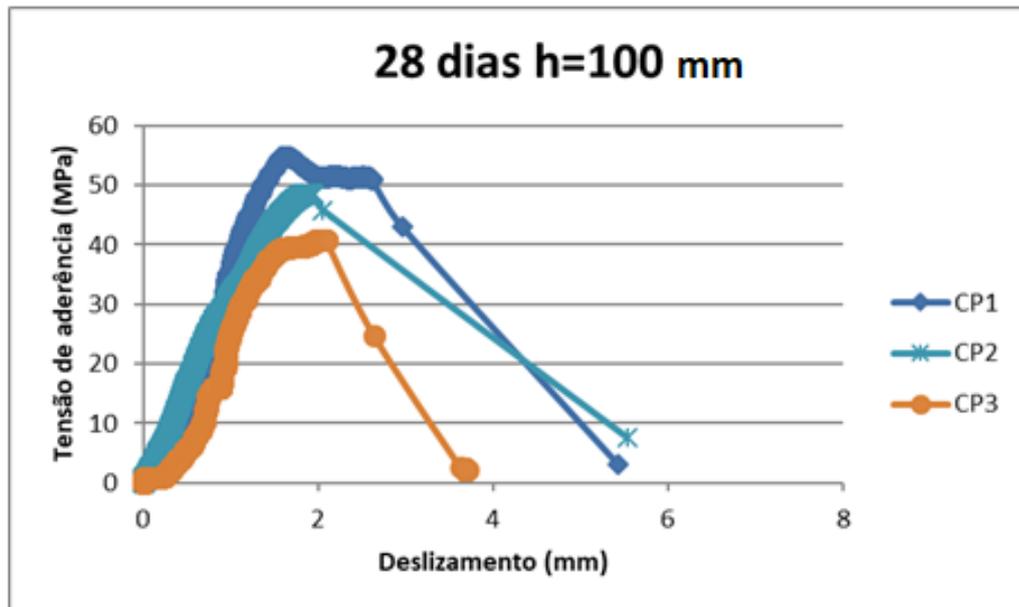


Fonte: do autor.

Ensaio de arrancamento foram feitos aos 28 dias. Com resistência média à compressão de 112,97 MPa (resistência 7,4% menor que o teste 2), obteve-se média de tensão máxima de aderência de 48,09 MPa (87,7% maior que a do teste 2), e tempo médio de ensaio de 37 min, conforme Tabela 12. Somente no 2º corpo de prova ocorreu fendilhamento. Na Figura 60, observam-se maiores resistências de aderência, em relação ao teste 2, com o deslizamento da barra e que demonstrou um bom confinamento da armadura.

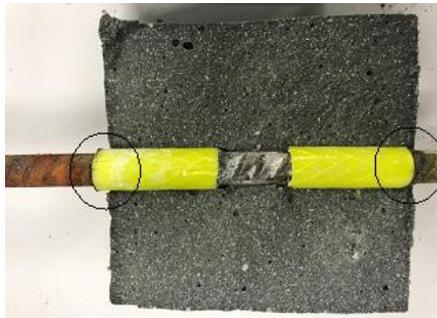
Mesmo a amostra CP2 tendo fendilhado, não ocorreu a súbita ruptura por fendilhamento, mas uma transição entre os dois modos de ruptura – arrancamento e fendilhamento. A Figura 61 mostra o CP2 após o ensaio e onde nota-se o deslizamento da barra. A mangueira estava no mesmo nível da face concreto antes do ensaio

Figura 60 – Curva tensão *versus* deslizamento para teste 3



Fonte: do autor.

Figura 61 – CP2 após o ensaio e os detalhes de deslocamento da barra de aço



Fonte: do autor.

6 RESULTADOS

Com os materiais e dosagens descritos nos itens 3 e 5, seguem os resultados das propriedades mecânicas do CPR, da análise por microscópio eletrônico de varredura (MEV) e dos ensaios de arrancamento *Pull Out Test*. Os resultados também foram analisados, estatisticamente, por meio da técnica ANOVA (Análise de Variância), para verificar se havia diferença significativa entre as variáveis estudadas, utilizando-se a ferramenta Excel. Nos casos em que houve variação significativa, foi utilizado o teste Tukey pelo *software* Past.

6.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CPR

Os ensaios foram realizados em uma prensa hidráulica modelo PC200I da marca EMIC, com capacidade de 2000 kN acoplada a um computador com *software* TESC – Test Script. Foram analisados, aos 3, 7, 28, 56, 63 e 91 dias, a resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

6.1.1 Resistência à compressão

Com os corpos de prova retificados em uma retificadora mecânica adaptada (em outros testes com capeamento, tanto de enxofre quanto de argamassa, os resultados foram inferiores), foram feitos os ensaios para cada idade, segundo a NBR 5739 (2007).

A Tabela 13 apresenta os resultados de resistência à compressão para todas as idades, com as médias e desvio padrão (DP). Alguns CPs foram desprezados ou por problemas no ensaio ou pelo resultado ser no mínimo 30% inferior aos demais.

A Figura 62 apresenta o corpo de prova, após o ensaio de compressão aos 56 dias, em que se obteve 125,95 MPa de resistência. Observa-se a ruptura em formato de ampulheta.

Os resultados da média da resistência à compressão para todas as idades estão na curva da Figura 63.

Aos 3 dias, o concreto já apresenta resistência de 41,6% da resistência aos 56 dias e 60,76% em uma semana. Observa-se um aumento de 7,7% aos 56 dias, em relação aos 28 dias, e após uma estabilização da curva até os 91 dias.

Tabela 13 – Resultados de resistência à compressão de todos os CPs com as idades

DATA (dias)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	MÉDIA (MPa)	DP
3	48,62	50,61	1,49
3	50,71		
3	50,29		
3	51,39		
3	53,06		
3	51,14		
3	49,05		
7	83,19	73,92	6,54
7	74,85		
7	75,52		
7	75,48		
7	60,44*		
7	63,21		
7	71,26		
28	105,33	112,97	7,20
28	109,10		
28	105,89		
28	121,81		
28	115,52		
28	62,03*		
28	120,14		
56	125,95	121,66	5,08
56	125,27		
56	115,76		
56	126,10		
56	125,46		
56	115,54		
56	117,52		
63	138,80	121,99	10,54
63	107,82		
63	131,24		
63	122,52		
63	112,32		
63	120,10		
63	121,10		
91	116,39	123,06	4,54
91	129,13		
91	122,64		
91	123,21		
91	85,15*		
91	123,92		

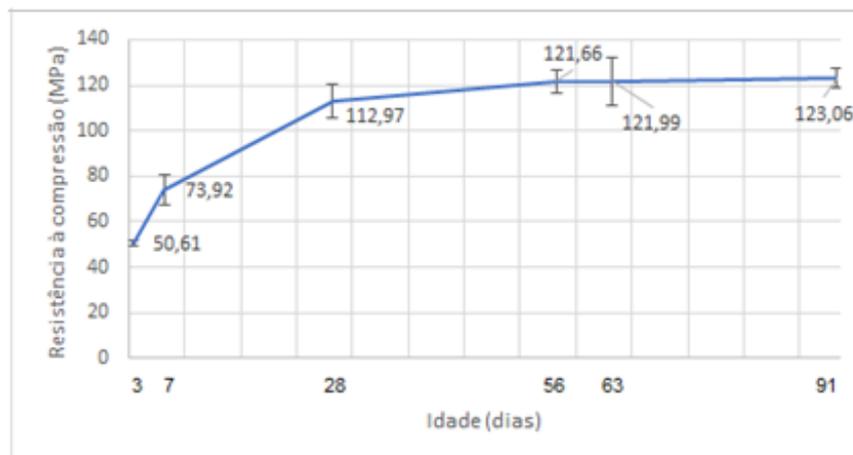
*Valores desprezados. Fonte: do autor.

Figura 62 – Ruptura no ensaio de compressão do CPR aos 56 dias



Fonte: do autor.

Figura 63 – Curva das médias de resistência à compressão com as idades



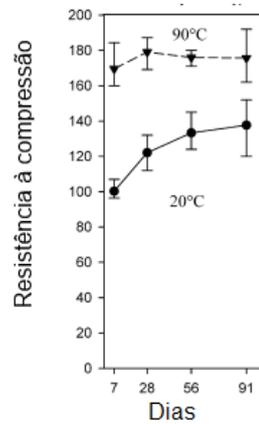
Fonte: do autor.

Yang *et al.* (2008), conforme Figura 64, obtiveram, sem cura térmica, aos 07, 28, 56 e aos 91 dias, aproximadamente, resistências de 100 MPa, 120 MPa, 135 MPa e 138 MPa, respectivamente, aumento de 12,5% dos 28 aos 56 dias. Este trabalho utilizou o mesmo traço destes autores, mas materiais de regiões bem distintas as deles.

Vanderlei (2004) produziu o CPR utilizando o traço mostrado na Tabela 14 obtendo os resultados, para as amostras sem fibras, apresentados na Figura 65. É importante salientar que na pesquisa de Vanderlei (2004) foi utilizada metodologia de empacotamento no intuito de diminuir os vazios, aumentando a densidade e foi aplicada cura térmica a 80°C. Os pesquisadores observaram que os corpos de prova sem fibras apresentaram crescimento na resistência até os 28 dias de idade, permanecendo estável a partir desta data. Os resultados aos 28 dias, foram 59,2% acima da resistência obtida nesta pesquisa, mas, com 33% a mais de

cimento, além da inclusão do pó de quartzo. Reforça-se que um dos objetivos desta pesquisa é a produção de CPR com menor custo, menor impacto ambiental e facilidade na produção.

Figura 64 – Resistência à compressão com a idade obtida por Yang *et al.* (2008)



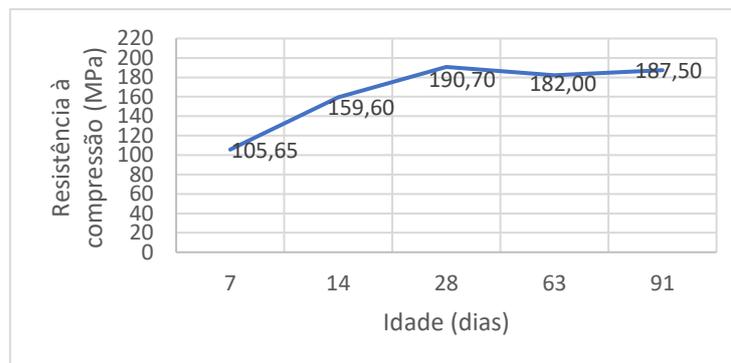
Fonte: do autor.

Tabela 14 – Traço do CPR utilizados por Vanderlei (2004)

Material	Relação (em massa)	Consumo (kg/m ³)
Cimento	1	874
Areia	1,101	962
Pó de Quartzo	0,235	205
Sílica Ativa	0,246	215
Superplastificante (3%)	0,030	26
Água (a/c = 0,18)	0,180	157

Fonte: VANDERLEI, 2004.

Figura 65 – Resultados obtidos por Vanderlei (2004)

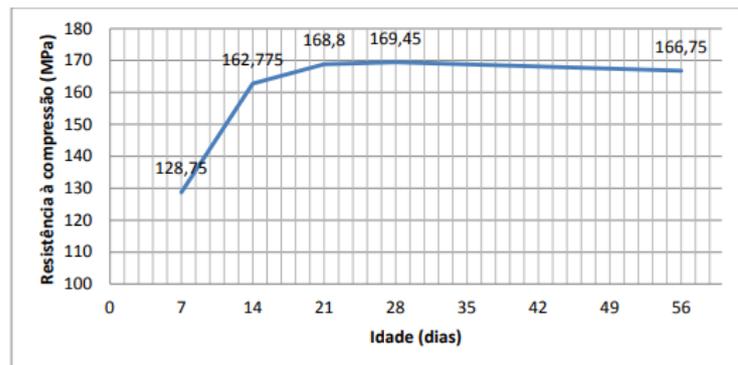


Fonte: do autor.

A Figura 66 apresenta os resultados de resistência à compressão obtidos por um projeto de categoria inovação pela Construtora Premold (2013), em parceria com a Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS) e com a UFRGS. O objetivo era desenvolver um CPR para

aplicação na indústria de pré-fabricados. Os materiais utilizados foram: cimento Portland CP V - ARI, sílica ativa, cinza volante, areia de fundição e areia fina, pó de quartzo, aditivo superplastificante e modificador de viscosidade. Também foram inseridas fibras de aço e de polipropileno. Observam-se diferenças não significativas na resistência à compressão a partir dos 21 dias, com a idade.

Figura 66 – Resistência à compressão ao longo do tempo obtida no projeto da Premold (2013)



Fonte: do autor.

Al-Quraishi *et al.* (2018) com 23,3% a mais de cimento, aos 28 dias, obtiveram resistência à compressão de 105 MPa, ou seja, 7,59% inferior ao desta pesquisa.

Rojas *et al.* (2018) desenvolveram um concreto com os mesmos quantitativos dessa pesquisa, com a mesma escória de alto forno, com diferente tipo e diâmetro inferior de areia e o dobro da quantidade de superplastificante. Obtiveram 68,39 MPa e 105,91 MPa de resistência à compressão, aos 7 e 28 dias, resultados 7,48% e 6,25% inferiores, respectivamente, ao deste estudo.

Análise estatística

O valor-P (probabilidade de significância) é a probabilidade de se obter uma estatística de teste igual ou mais extrema que aquela observada em uma amostra, sob a hipótese nula. Rejeitou-se a hipótese nula a 5%.

Na análise de variância, considerando todas as idades, da resistência à compressão, o valor-P foi praticamente nulo, indicando que os corpos de prova sofreram variação significativa, com as idades, conforme Tabela 15. E, na Tabela 17, pelo teste Tukey, nota-se que a partir dos 28 dias é que as diferenças foram significativas, em relação aos 3 e aos 7 dias.

Observa-se um valor-P de 0,091, acima dos 0,05, na Tabela 16, demonstrando que a resistência à compressão não apresentou diferenças significativas com as idades, dos 28 aos 91 dias.

Tabela 15 – ANOVA dos resultados de resistência à compressão para todas as idades

ANOVA						
<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	28609,49	5	5721,897	132,6633	1,62E-19	2,533555
Dentro dos grupos	1293,929	30	43,13097			
Total	29903,42	35				

Fonte: do autor.

Tabela 16 – ANOVA dos resultados de resistência à compressão dos 28 aos 91 dias

ANOVA						
<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	395,9552	3	131,9851	2,469356	0,091562	3,098391
Dentro dos grupos	1068,984	20	53,44919			
Total	1464,939	23				

Fonte: do autor.

Tabela 17 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades

	3	7	28	56	63	91
3		1,306E-05	4,541E-14	4,297E-14	4,297E-14	4,297E-14
7	8,687		3,355E-10	2,642E-12	2,131E-12	1,14E-12
28	23,25	14,56		0,2397	0,1975	0,1049
56	26,45	17,77	3,203		1	0,9978
63	26,61	17,92	3,357	0,1548		0,9995
91	27,07	18,38	3,818	0,6154	0,4606	

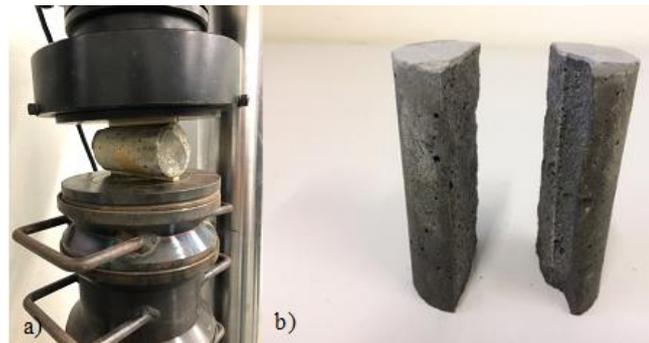
Fonte: *software* Past adaptado pelo autor.

6.1.2 Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração foi analisada de forma indireta pelo ensaio de compressão diametral, de acordo com a NBR 7222 (2011), Figura 67 (a). Foram ensaiados 3 corpos de prova para cada idade. Observa-se na Figura 67 (b) as faces paralelas após a ruptura.

A Tabela 18 apresenta os resultados da resistência à tração por compressão diametral, média e desvio padrão (DP), nas respectivas idades.

Figura 67 – (a) Ensaio de compressão diametral; (b) Corpo de prova após ruptura



Fonte: do autor.

Tabela 18 – Resultados da resistência à tração nas respectivas idades

DATA (dias)	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MPa)	MÉDIA (MPa)	DP
3	5,23	4,90	0,92
3	5,60		
3	3,86		
7	7,58	8,13	0,50
7	8,29		
7	8,53		
28	11,28	9,87	1,28
28	9,52		
28	8,80		
56	10,2	9,94	0,37
56	9,68		
63	10,2	10,56	1,11
63	9,67		
63	11,81		
91	10,80	11,28	0,68
91	11,62		
91	11,43		

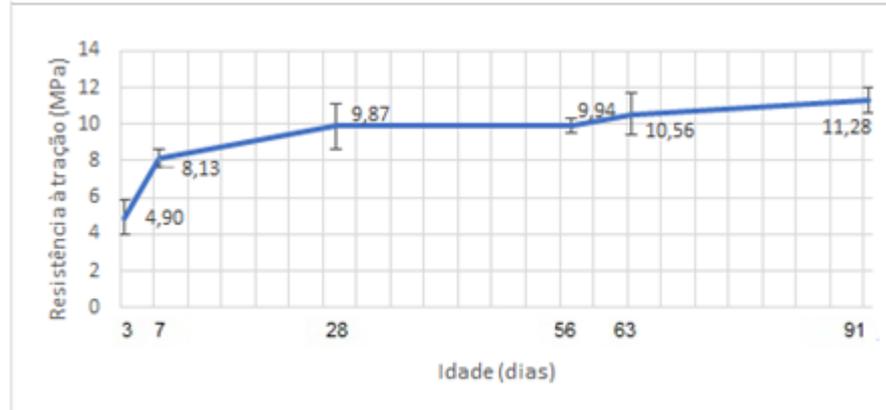
Fonte: do autor.

Os resultados da média da resistência à tração são apresentados na curva da Figura 68. A resistência à tração foi de 8,74% da resistência à compressão aos 28 dias. Aos 91 dias, o aumento da resistência à tração foi de 14,3% em relação aos 28 dias.

Aplicando-se a Equação 9, fornecida pela NBR 6118 (2014), para os casos de ausência de ensaio de tração, para concretos comuns de classe C55 até C90, obtém-se 5,34 MPa e 5,67 MPa de resistência média à tração ($f_{ct,m}$), aos 28 e 91 dias, respectivamente, valores aproximadamente 50% inferiores aos obtidos neste CPR. Para o f_{ck} foram utilizados diretamente os valores obtidos no ensaio de compressão. A NBR não fornece dados para concretos especiais.

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln (1 + 0,11f_{ck}) \quad (9)$$

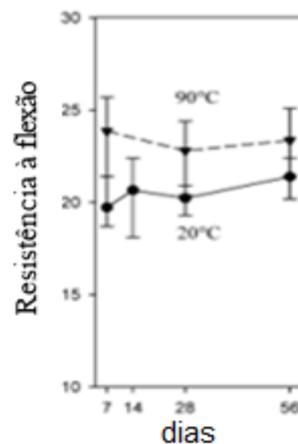
Figura 68 – Curva das médias da resistência à tração por compressão diametral com as idades



Fonte: do autor.

Yang *et al.* (2008), conforme Figura 69, obtiveram, sem cura térmica, aos 07, 14 e aos 28 dias, resistências de flexão próximas a 20 MPa. Segundo Jacintho e Giongo (2005), as resistências à tração determinadas com corpos de prova prismáticos submetidos a ensaios de flexão são maiores (aproximadamente o dobro) que a resistência determinada com corpos de prova à tração por compressão diametral, pois em corpos de prova prismáticos a tensão de ruptura não é distribuída linearmente, hipótese de Navier. Então, considerando a hipótese de Navier, obtém-se uma média de 10 MPa nos resultados de tração por compressão diametral, semelhantes aos encontrados nesta pesquisa.

Figura 69 – Resistência à flexão com a idade obtida por Yang *et al.* (2008)

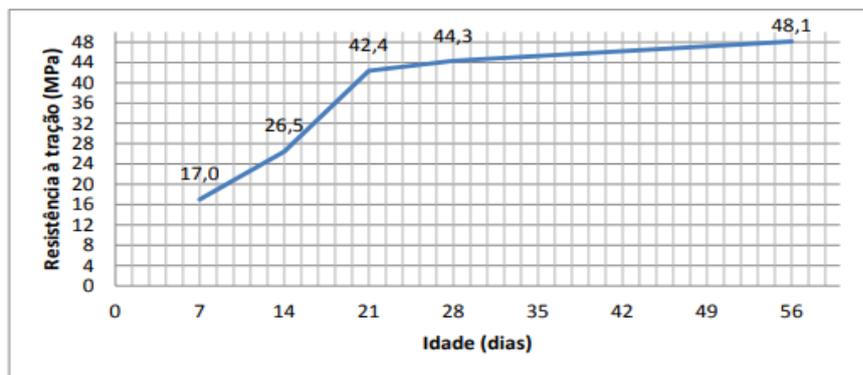


Fonte: do autor.

Vanderlei (2004), com o traço da Tabela 14, obtiveram resistência à tração na flexão de 11,83 MPa, aos 28 dias. Os pesquisadores relatam que obtiveram problemas no registro do deslocamento vertical pois o CPR se mostrou como material muito frágil e que no aparecimento das primeiras fissuras, os modelos rompiam de forma brusca.

A Figura 70 apresenta os resultados de resistência à tração na flexão obtidos pelo projeto de categoria inovação da Construtora Premold (2013). Observa-se elevado valor de resistência à tração, mesmo sendo por flexão, aos 28 dias, que pode ter sido influenciado pela presença de fibras. Se considerar a hipótese de Navier, essa resistência é equivalente a 22,15 MPa na tração por compressão diametral, sendo 13,1% da resistência à compressão, obtida por eles.

Figura 70 – Resistência à tração na flexão com as idades obtida pela Premold (2013)



Fonte: do autor.

Análise estatística

Conforme Tabela 19, na ANOVA da resistência à tração para todas as idades, o valor-P foi de 0,00000969, indicando que houve variação significativa. E essa variação, pelo teste Tukey, na Tabela 21, nota-se maior aos 63 e 91 dias, quando comparadas aos 3 e 7 dias.

Tabela 19 – ANOVA dos resultados de resistência à tração para todas as idades

ANOVA						
<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	81,10314	5	16,22063	22,77131	9,69E-06	3,105875
Dentro dos grupos	8,547927	12	0,712327			
Total	89,65107	17				

Fonte: do autor.

Na Tabela 20, observa-se um valor-P de 0,24 na análise dos 28 aos 91 dias, demonstrando que nessas idades, não houve diferença significativa, na resistência à tração.

Tabela 20 – ANOVA dos resultados de resistência à tração dos 28 aos 91 dias
ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	4,102162	3	1,367387	1,71863	0,240085	4,066181
Dentro dos grupos	6,36501	8	0,795626			
Total	10,46717	11				

Fonte: do autor.

Tabela 21 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades

	3	7	28	56	63	91
3		0,004987	0,0001122	9,346E-05	3,035E-05	8,7E-06
7	6,695		0,1883	0,1528	0,03631	0,006144
28	10,28	3,585		1	0,9045	0,3611
56	10,47	3,778	0,1931		0,945	0,4279
63	11,71	5,019	1,434	1,241		0,8887
91	13,21	6,516	2,93	2,737	1,496	

Fonte: *software* Past adaptado pelo autor.

6.1.3 Módulo de elasticidade

Seguindo as determinações da NBR 8522 (2017), o ensaio de determinação do módulo estático de elasticidade à compressão foi realizado na prensa servo-hidráulica e com extensômetros instalados para medir a deformação obtida. Os corpos de prova foram submetidos a três carregamentos e descarregamentos sucessivos entre a tensão inicial de 0,5 MPa e a tensão limite máxima de 0,3x f_c . Foram ensaiados 3 corpos de prova para cada idade, conforme Figura 71.

Figura 71 – Ensaio de módulo de elasticidade



Fonte: do autor.

Os resultados encontrados, média e desvio padrão (DP), estão na Tabela 22.

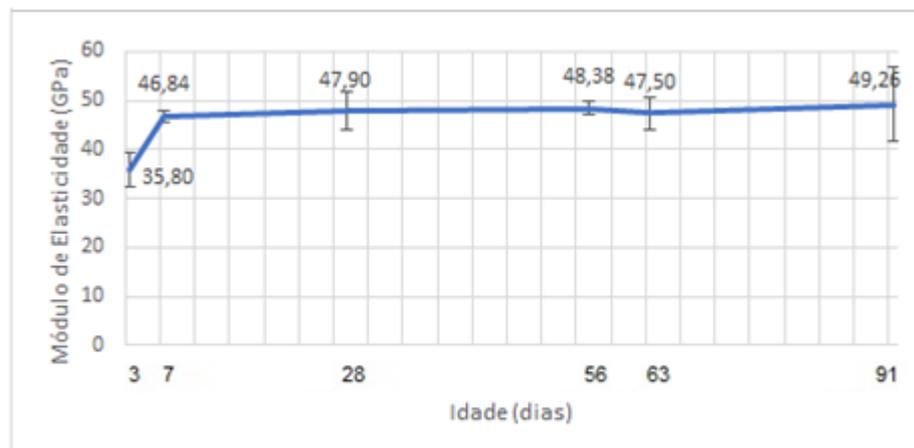
Tabela 22 – Resultados do módulo de elasticidade com as idades

DATA (dias)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa)	MÉDIA (GPa)	DP
3	31,98	35,80	3,41
3	38,51		
3	36,92		
7	46,37	46,84	1,06
7	48,05		
7	46,10		
28	43,71	47,90	4,00
28	51,70		
28	48,30		
56	49,65	48,38	1,35
56	48,54		
56	46,96		
63	48,30	47,50	3,32
63	43,86		
63	50,35		
91	51,12	49,26	7,54
91	55,70		
91	40,96		

Fonte: do autor.

A curva das médias para cada idade está representada na Figura 72. Percebe-se uma diferença mais acentuada (30,84%) dos 3 aos 7 dias e após uma variação não significativa nos valores do módulo de elasticidade com a idade.

Figura 72 – Curva das médias do módulo de elasticidade com as idades



Fonte: do autor.

Aplicando-se a Equação 10, fornecida pela NBR 6118 (2014), nos casos de ausência de ensaio de módulo de elasticidade inicial (E_{ci}), para concretos comuns (não há normativa para concretos especiais) de classe C55 até C90, obtém-se 48,7 GPa e 51,2 GPa, aos 28 e 56 dias, respectivamente. Resultados bem próximos a essa pesquisa. Para o f_{ck} foram utilizados diretamente os valores obtidos no ensaio de compressão.

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (10)$$

Onde α_E depende da origem do agregado. Foi considerado $\alpha_E = 1$ (granito).

Na Tabela 23, observa-se que o valor ficou bem próximo ao do Vanderlei (2004) e ao de Bonneau *et al.* (1996). Mesmo utilizando materiais, dosagens e técnicas de preparo diferentes, a análise demonstra que o concreto desenvolvido nesta pesquisa apresenta propriedades semelhantes às aquelas que foram desenvolvidas por outros pesquisadores.

Tabela 23 – Valores dos módulos de elasticidade desta pesquisa e obtidos por outros autores

ESTUDO	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa) 28 dias
Nesta pesquisa	47,90
Vanderlei (2004)	47,30
Richard & Cheyrezy (1994)	54,00
Dugat et al. (1995)	62,00
Behloul et al. (1996)	40,60
Bonneau et al. (1996)	46,00

Fonte: Vanderlei (2004) adaptado pelo autor.

Análise estatística

O módulo de elasticidade também apresentou diferenças significativas na análise com todas as idades, conforme Tabela 24. Na análise de variância, o valor-P foi de 0,01377. E, essa diferença, pelo teste Tukey, na Tabela 26, foi a partir dos 28 dias, quando comparadas aos 3 dias.

Tabela 24 – ANOVA dos resultados do módulo de elasticidade para todas as idades

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	380,5906	5	76,11813	4,63561	0,01377	3,105875
Dentro dos grupos	197,0437	12	16,4203			
Total	577,6343	17				

Fonte: do autor.

Na Tabela 25, observa-se um valor-P de 0,08 na análise dos 28 aos 91 dias, demonstrando, também, que o módulo nessas idades, não apresentou diferença significativa.

Tabela 25 – ANOVA dos resultados do módulo de elasticidade dos 28 aos 91 dias

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	5,154806	3	1,718269	0,080096	0,969002	4,066181
Dentro dos grupos	171,6202	8	21,45252			
Total	176,775	11				

Fonte: do autor.

Tabela 26 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades

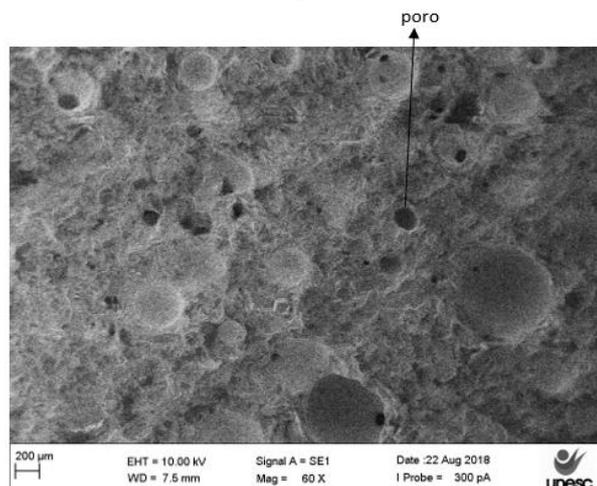
	3	7	28	56	63	91
3		0,052	0,03028	0,02369	0,03713	0,01515
7	4,717		0,9994	0,9965	0,9999	0,9739
28	5,172	0,4545		1	1	0,9981
56	5,377	0,6596	0,2052		0,9998	0,9998
63	5,001	0,2835	0,171	0,3761		0,9937
91	5,751	1,034	0,5798	0,3747	0,7508	

Fonte: *software* Past adaptado pelo autor.

6.1.4 Análise do CPR por microscópio eletrônico de varredura (MEV)

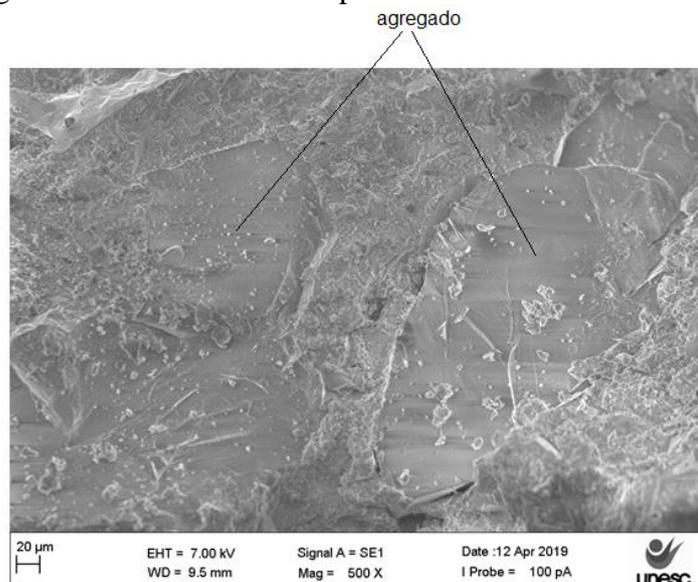
A análise microscópica foi realizada com microscópio eletrônico de varredura, da marca Zeiss, modelo EVO MAIO do laboratório CERTEC, no Iparque da Unesc. Foram analisadas aos 28 dias as amostras recolhidas após o ensaio de resistência à compressão. A Figura 73 apresenta a análise de amostras fraturadas com magnitude de 60x e a Figura 74 com aumento de 500x.

Figura 73 – Análise do CPR por MEV com aumento de 60x



Fonte: do autor.

Figura 74 – Análise do CPR por MEV com aumento de 500x



Fonte: do autor.

Observam-se poucos pontos na tonalidade preto, sendo as tonalidades de cinza as predominantes, configurando baixa quantidade de poros. Na Figura 73, algumas regiões escuras que representam os poros e apresentam tamanhos iguais ou maiores que os grãos de areia, com formas circulares, são provenientes do ar aprisionado no concreto, não apresentando conexões entre si. A Figura 74 mostra homogeneidade e coesão na interface entre a pasta e o grão de areia. A região de interface é bem definida com pouquíssima porosidade.

6.2 RESULTADOS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO *PULL OUT TEST* COM BARRA NERVURADA

A seguir são apresentados os resultados das tensões com curvas de aderência *versus* deslizamento e modos de ruptura em ensaios com barras nervuradas. Também foram analisadas as relações das tensões de aderência com tensões de compressão e com as equações matemáticas dos ensaios.

6.2.1 Tensões e curvas de aderência com as idades

Como relatado no item 5.2, foi determinado em testes preliminares que o comprimento de aderência de 5 diâmetros, recomendado pela RILEM (1983), seria elevado para se atingir a carga de deslizamento entre o aço e o concreto. Obteve-se um bom desempenho no comportamento da curva tensão-deslizamento com comprimento de ancoragem de 2 diâmetros

posicionados no centro do corpo de prova, conforme descrito no item 5.2.3, Figura 59, e com velocidade de ensaio de 0,2 mm/min.

Com os resultados da curva carga por deslizamento da barra, para todas as idades, aplicou-se a equação 7, item 4.4.1, utilizando-se a máxima força de aderência obtida nos ensaios. A Tabela 27 apresenta os resultados de todos os corpos de prova com valores de carga máxima, tensão máxima de aderência, média das tensões, desvio padrão (DP), deslizamento da barra na tensão máxima de aderência e modo de ruptura.

Tabela 27 – Resultados do *pull out test*

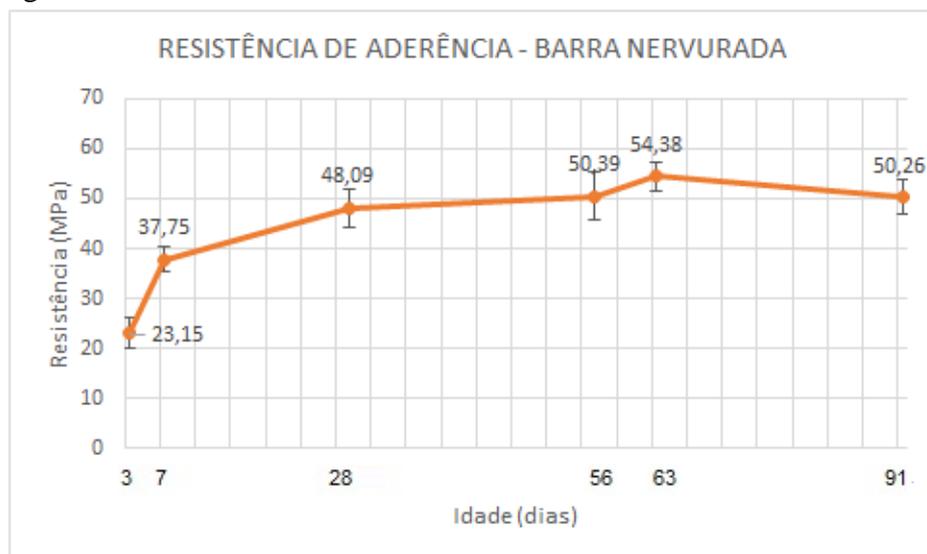
Data (dias)	Carga máxima (kN)	Tensão de aderência (MPa)	Tensão Média (MPa)	DP	Deslizamento (mm)	Tipo de ruptura
3	12,23	19,47	23,15	3,20	2,12	arrancamento
3	15,56	24,76			1,10	arrancamento
3	15,85	25,23			0,83	arrancamento
7	25,35	40,35	35,75	2,47	0,38	arrancamento
7	22,27	35,44			0,94	arrancamento
7	23,53	37,45			1,22	arrancamento
28	34,46	54,85	48,09	7,00	1,64	arrancamento
28	30,50	48,55			2,52	arrancamento e fendilhamento
28	25,67	40,86			2,07	arrancamento
56	31,27	49,77	50,39	4,80	1,03	arrancamento e fendilhamento
56	34,80	55,38			1,38	arrancamento e fendilhamento parcial
56	28,92	46,03			2,10	arrancamento e fendilhamento
63	36,25	57,69	54,38	2,98	*3,06	arrancamento e fendilhamento parcial
63	32,61	51,90			2,18	arrancamento e fendilhamento
63	33,64	53,54			1,98	arrancamento e fendilhamento
91	29,22	46,50	50,26	3,49	1,36	arrancamento e fendilhamento
91	31,98	50,89			2,45	arrancamento e fendilhamento
91	33,55	53,39			2,09	arrancamento e fendilhamento

Fonte: do autor.

*Valor desprezado, pois a barra estava irregular na sua face inferior acarretando alteração na leitura do LVDT.

A curva com os valores médios de resistência máxima de aderência com as idades está na Figura 75. As curvas tensão *versus* deslizamento, para cada idade, estão na Figura 76. Verifica-se, aos 7 dias, na Figura 76, uma parcela maior de aderência por adesão, onde a barra necessita de maior carga para começar a deslizar, em comparação com as demais idades. A componente de aderência por atrito normalmente ocorre no final da parte linear da relação tensão-deslizamento, nesse momento ocorre escorregamento crescente, devido ao esmagamento do concreto entre nervuras e a propagação de fissuras.

Figura 75 – Curva da média da tensão máxima de aderência com as idades



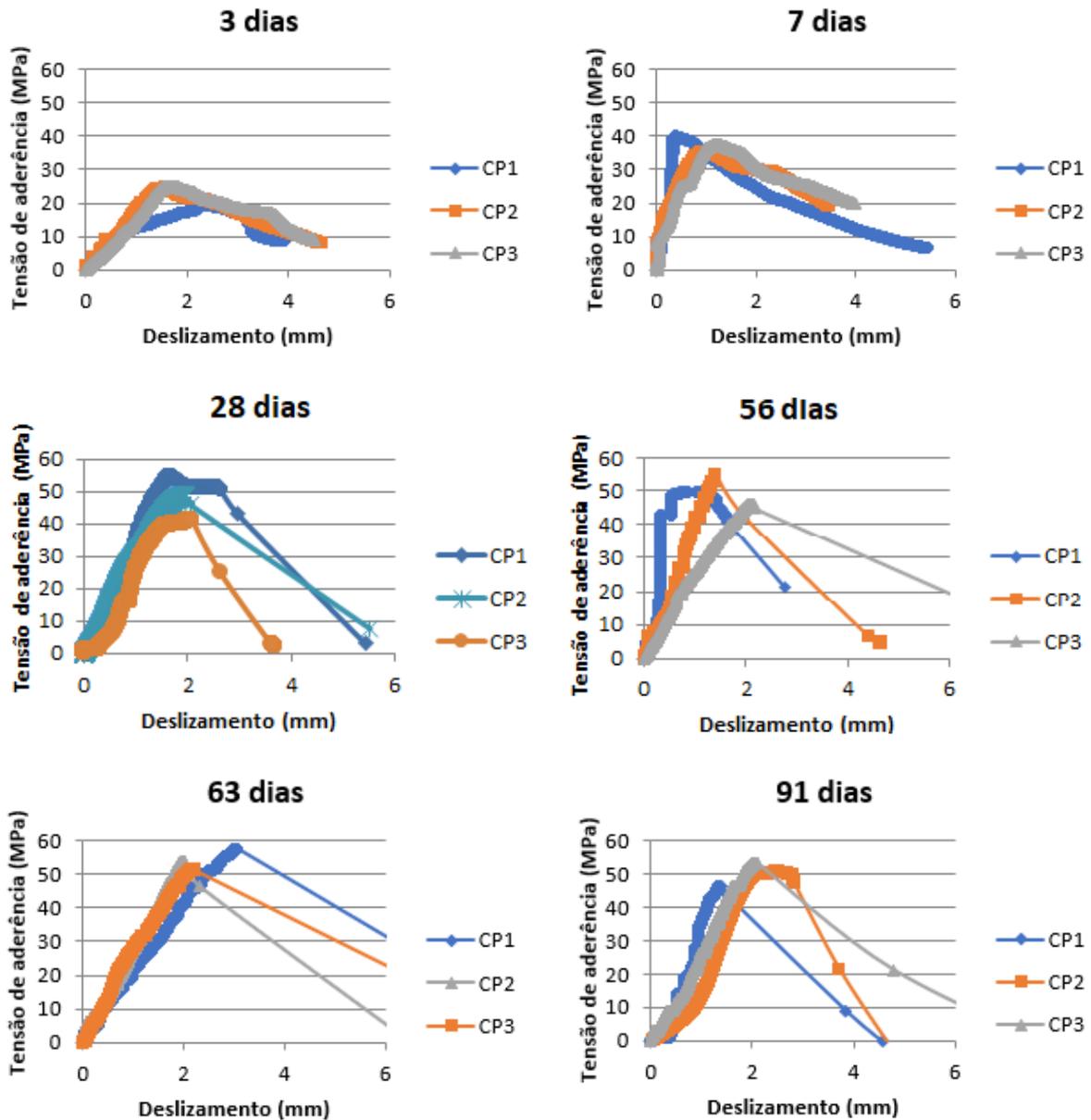
Fonte: do autor.

Depois de alcançar o ponto de pico de tensão, nota-se a tensão de aderência decrescendo lentamente, enquanto aumenta o deslizamento da barra, principalmente nos CP aos 3, 7 e aos 28 dias. Nesse momento, atua a componente de aderência mecânica, onde ocorrem as tensões de tração produzidas pelas cunhas das nervuras das barras, gerando tensão residual. Com incrementos de carga, as trincas poderão crescer até o lado oposto do carregamento. Em alguns CP aos 56, 63 e 91 dias, na Figura 76, a tensão residual é quase nula, o fendilhamento foi ao longo de todo cobrimento.

Ainda há poucos estudos sobre aderência em CPR, algumas referências já citadas no item 4.2, como Sun *et al.* (2016), Bae *et al.* (2016), Al-Quraishi *et al.* (2018) e Rojas (2019) relacionaram algumas das diversas variáveis que influenciam a aderência.

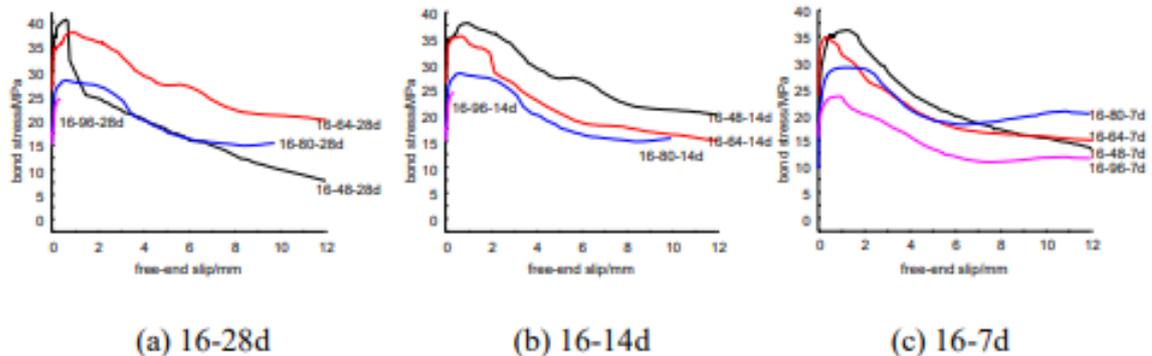
A Figura 77 apresenta os resultados de *pull out test*, com barras de 16 mm de diâmetro, das curvas de tensão de aderência com deslizamento, de Sun *et al.* (2016) aos 7, 14 e 28 dias em CPR (com fibras), com diferentes comprimentos de aderência (3 Ø, 4 Ø, 5 Ø e 6 Ø). As dimensões dos corpos de prova eram de 150x150x150 mm e a região de aderência também foi centralizada em relação à altura da amostra. Com menor comprimento de aderência, as resistências aumentaram, obtendo aos 7, 14 e 28 dias as tensões de aderência de 35,55 MPa, 37,89 MPa e 40,53 MPa, respectivamente, e com deslizamento da barra de no máximo 1 mm. Os autores também relataram que em todos os testes houve ruptura do concreto.

Figura 76 – Gráficos de tensão *versus* deslizamento com as idades



Fonte: do autor.

Figura 77 – Efeito do comprimento de aderência na relação tensão-deslizamento (a) Barra de 16 mm aos 28 dias; (b) Barra de 16 mm aos 14 dias; (c) Barra de 16 mm aos 7 dias



Fonte: SUN *et al.*, 2016.

Bae *et al.* (2016), com barras de 12,7 mm de diâmetro, corpos de prova com 150 mm de diâmetro, CPR com resistência à compressão de 101 MPa (sem fibras) e com comprimentos de ancoragem de 1,5 Ø , 3 Ø e 5,2 Ø, obtiveram resistências de aderência de 10,96 MPa, 27,25 MPa e 39,54 MPa, respectivamente. Todos os corpos fendilharam e o deslizamento chegou no máximo a 0,15 mm.

Al-Quraischi *et al.* (2018) em ensaio *push in* compararam a tensão de aderência entre concreto comum e CPR (com e sem fibras) com os dados da Tabela 28. Nestes testes, chegou-se a uma tensão de aderência duas vezes e meia maior no CPR de referência, comparado com concreto comum, conforme comentado na Tabela 6, seção 4.2.1.

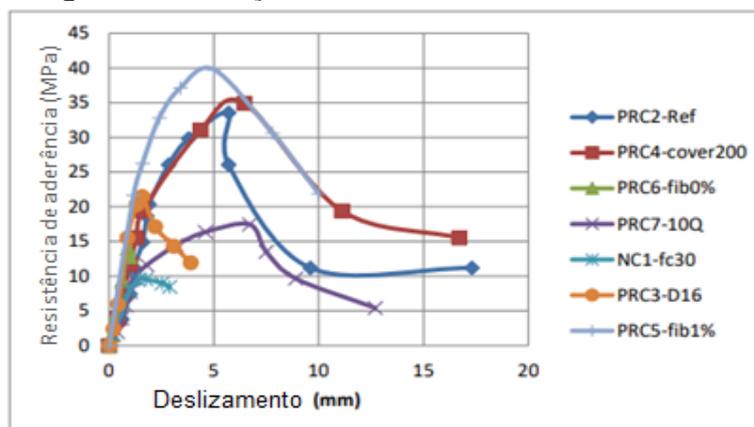
Tabela 28 – Características das amostras

	f_{cu} (MPa)	Diâmetro (mm)	Cobrimento do concreto (mm)	Quantidade de fibras (%)	Comprimento de aderência (l_b)
NC1-fc30	30	12	150	0.5	5 ϕ
RPC2-Ref	105	12	150	0.5	5 ϕ
RPC3-D16	105	16	150	0.5	5 ϕ
RPC4-Cover200	105	12	200	0.5	5 ϕ
RPC5-fib1%	105	12	150	1	5 ϕ
RPC6-fib0%	105	12	150	0	5 ϕ
RPC7-10 ϕ	105	12	150	0.5	10 ϕ

Fonte: AL-QURAIISHI *et al.*, 2018.

Observa-se, na Figura 78, que um maior cobrimento de concreto juntamente com as fibras, que além de trazer um comportamento mais rígido, elevaram a aderência. No CPR sem fibras, a amostra fendilhou e a tensão alcançou um máximo de 15 MPa. A maior tensão obtida foi com CPR com 1% de fibra e 5 Ø de comprimento de aderência, onde obteve-se 40 MPa de resistência e próximo a 5 mm de deslizamento da barra.

Figura 78 – Relação tensão de aderência-deslizamento



Fonte: AL-QURAIISHI *et al.*, 2018.

Rojas (2019), com os mesmos corpos de prova desta pesquisa (100 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento), com barras de 10 mm obteve força máxima de aderência, aos 28 dias, de 47,60 kN, semelhante a esta pesquisa, mas como o comprimento de aderência foi de 5 diâmetros, obteve resistência de aderência média de 30,31 MPa.

Analisando os resultados dos pesquisadores, apesar das variáveis de cada estudo, pode-se dizer que os resultados desta pesquisa apontam o CPR com elevadas tensões máximas de aderência, resultados bem satisfatórios. Fatores como redução do comprimento de aderência e velocidade de ensaio devem ter influenciado nas resistências de aderência. Com relação ao deslizamento da barra, a deformação do Neoprene e algumas irregularidades na superfície de contato da barra com o LVDT podem ter acarretado aumento de alguns deslocamentos.

Análise estatística

Pela ANOVA, a aderência também apresentou diferenças significativas na análise com todas as idades, com valor-P de 0,0000112, conforme Tabela 29. E as diferenças, pelo teste Tukey, na Tabela 31, ocorrem principalmente a partir dos 28 dias quando comparadas aos 3 e 7 dias. Com valor-P de 0,48, não houve diferença significativa na aderência com as idades dos 28 aos 91 dias, conforme Tabela 30.

Tabela 29 – ANOVA dos resultados de resistência de aderência para todas as idades

ANOVA						
<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	2022,609	5	404,5218	22,1628	1,12E-05	3,105875
Dentro dos grupos	219,0275	12	18,25229			
Total	2241,637	17				

Fonte:do autor

Tabela 30 – ANOVA dos resultados da resistência de aderência dos 28 aos 91 dias

ANOVA						
<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	62,77616	3	20,92539	0,898179	0,483132	4,066181
Dentro dos grupos	186,3805	8	23,29757			
Total	249,1567	11				

Fonte:do autor

Tabela 31 – Teste Tukey dos resultados para todas as idades

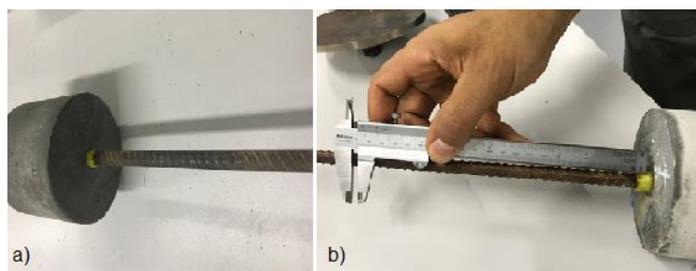
	3	7	28	56	63	91
3		0,01245	0,0001322	6,193E-05	1,362E-05	5,794E-05
7	5,916		0,09598	0,03715	0,004722	0,03406
28	10,11	4,192		0,9912	0,4984	0,987
56	10,92	5	0,8081		0,8139	1
63	12,66	6,742	2,55	1,742		0,838
91	10,99	5,073	0,8811	0,07298	1,669	

Fonte: *software* Past adaptado pelo autor.

6.2.2 Modos de ruptura

Com tempos médios de ensaio de aproximadamente 33 min e 40 min, aos 3 e aos 7 dias, respectivamente, obteve-se deslizamento da barra, conforme Figura 79.

Figura 79 – Corpos de prova após o ensaio de arrancamento: (a) aos 3 dias; (b) aos 7 dias



Fonte: do autor.

A Figura 80 apresenta corpos de prova após o ensaio de 28 dias. O CP1, Figura 80 (a) e o CP3, Figura 80 (b) sofreram arrancamento, sendo que o CP1 sofreu um lascamento. No CP2, Figura 80 (c), ocorreu fendilhamento após o arrancamento da barra. O tempo de ensaio médio foi de aproximadamente 37 min.

Um vez que a fissura é formada na interface aço-concreto pelo escorregamento da armadura, toda a energia da tensão acumulada vai propagando essa fissura, levando ao fendilhamento longitudinal. Verifica-se a ruptura em toda área de ligação aço-concreto na Figura 80 (c).

Aos 56 dias, com média de tempo de ensaio de aproximadamente 36 min, também, houve fendilhamento após o deslizamento da barra. A Figura 81 mostra o CP2 em que ocorreu fendilhamento transversal e longitudinal parcial, na região mais próxima à aplicação da força. Neste caso, não se conduziu a completa desintegração do concreto adjacente à barra, obtendo-se grande deslizamento. Observa-se na Figura 81 (c) que o cone de fissuração não propagou-se

à face oposta ao carregamento. Nos outros 2 CPs ocorreu fendilhamento após deslizamento da barra, comportamento semelhante à Figura 80 (c).

Figura 80 – Corpos de prova após o ensaio de arrancamento aos 28 dias. (a) CP1 que lascou; (b) CP3; (c) CP2 fendilhado



Fonte: do autor.

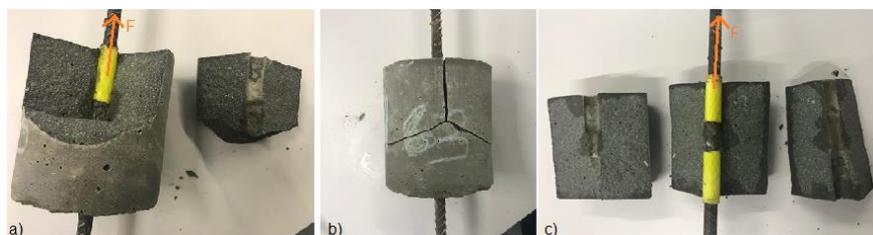
Figura 81 – Corpo de prova (CP2) após o ensaio de arrancamento aos 56 dias. (a) Face mais próxima da aplicação da carga; (b) Face lateral; (c) Face oposta ao carregamento



Fonte: do autor.

Aos 63 dias, com tempo médio de ensaio de aproximadamente 32 min, o CP1, Figuras 82 (a) e 82 (b), se comportou de maneira semelhante ao CP2 aos 56 dias. A fissuração transversal e longitudinal propagou-se até a superfície externa na região mais próxima à aplicação do carregamento. E, na Figura 82 (a), observa-se a ruptura por aderência na quase totalidade do contato barra-concreto. Os outros dois CP romperam de forma semelhante à Figura 82 (c), fendilhando em três partes, após o deslizamento da barra e com ruptura em toda área de contato.

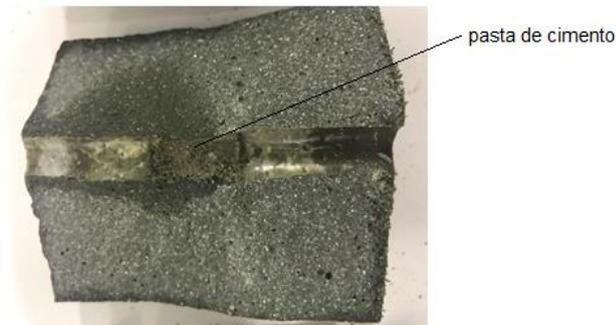
Figura 82 - Corpos de prova após o ensaio de arrancamento aos 63 dias. (a) Ruptura de parte do CP1; (b) Face lateral da ruptura do CP1; (c) Ruptura total do CP3



Fonte: do autor.

Fato interessante foi observado, conforme Figura 83, nos CPs ensaiados aos 63 dias após a ruptura, onde nos espaços entre nervuras, havia certa quantidade de pasta de cimento hidratado.

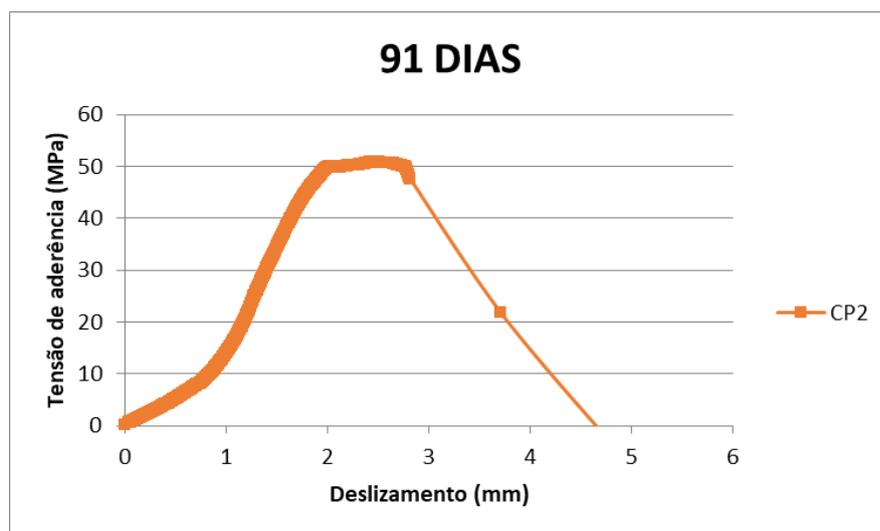
Figura 83 – Corpo de prova após o ensaio de 63 dias com pasta de cimento na região de ancoragem



Fonte: do autor.

Analisando o CP2, pela Figura 84, mesmo aos 91 dias, consegue-se uma boa conformação da curva tensão de aderência *versus* deslizamento. A curva é semelhante à da Figura 39 que apresenta a curva típica em ensaios de aderência. Percebe-se a componente de aderência mecânica, onde foi mantida a capacidade de aderência, no último estágio antes do fendilhamento, que com tensão aproximada de 50 MPa, apresentou grande deslizamento.

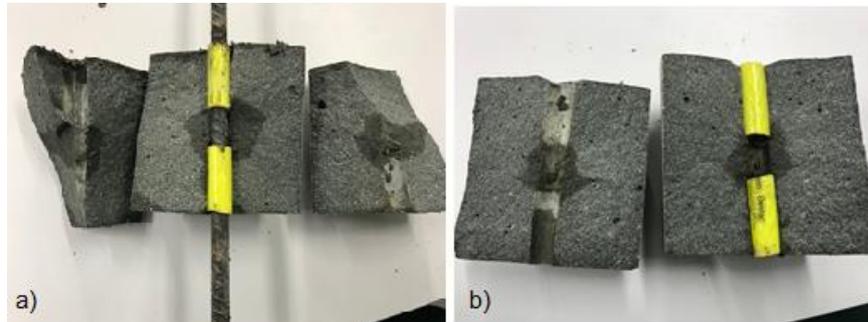
Figura 84– Curva tensão-deslizamento do corpo de prova (CP2) após o ensaio de 91 dias



Fonte: do autor.

A Figura 85 apresenta os CP1 e CP2 após o ensaio de arrancamento aos 91 dias, com tempo aproximado de 27 min de ensaio. No CP3 ocorreu comportamento semelhante ao CP1.

Figura 85 – Corpos fendilhados após 91 dias (a) CP1; (b) CP2



Fonte: do autor.

A Figura 86, no CP3 aos 91 dias, mostra a cunha formada pelo esmagamento do concreto, gerando a falha na ligação.

Figura 86 – Cunhas devido ao esmagamento do concreto

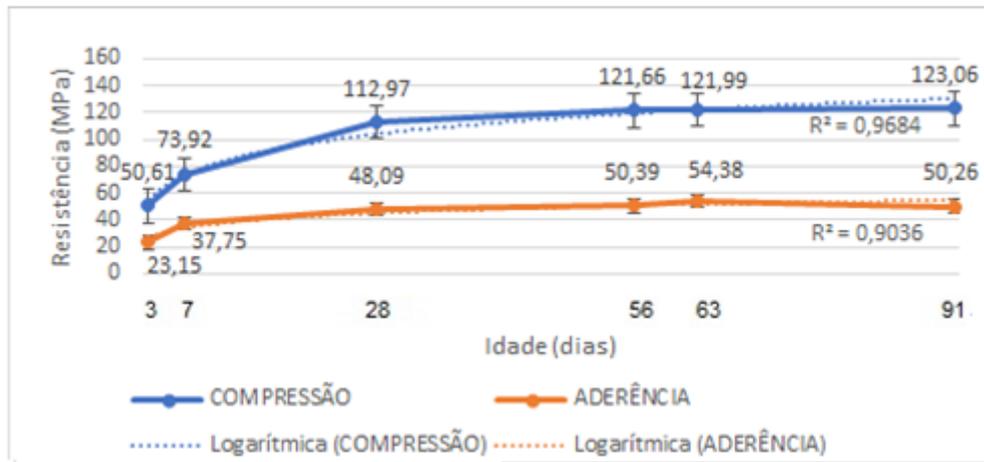


Fonte: do autor.

6.2.3 Relação da tensão de aderência com a resistência à compressão

A Figura 87 apresenta as curvas de resistência à compressão e de aderência, nas respectivas idades. Considerando as duas linhas logarítmicas, verifica-se um bom comportamento tanto da curva de compressão quanto da curva de aderência, com coeficiente de determinação de 0,92, 92% da variação das resistências são explicadas pelas suas relações com as idades.

Figura 87 – Comparação das curvas de resistência de aderência e de compressão

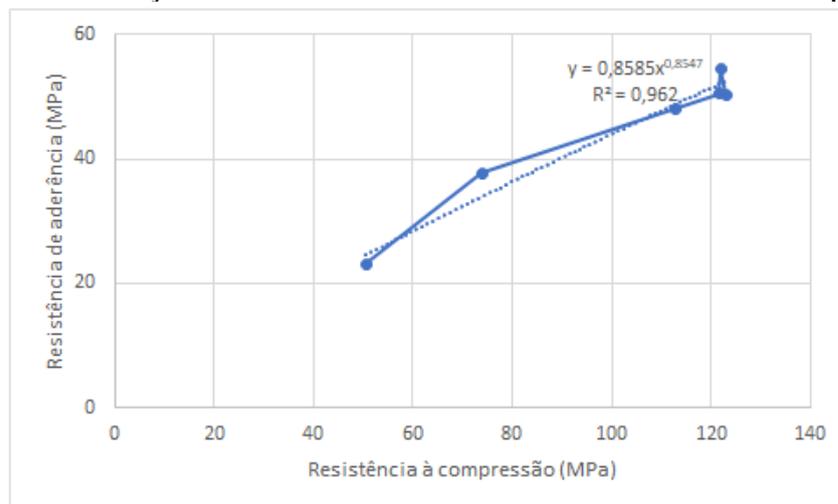


Fonte: do autor.

Aos 63 dias, enquanto que a resistência à compressão do concreto aumentou em 7,98%, a resistência de aderência aumentou em 13,08%, em relação aos 28 dias. A relação entre compressão e aderência, para todas idades ficou entre 2 e 2,45.

Na Figura 88 é feita a relação entre resistência de aderência e resistência à compressão em todas as idades.

Figura 88 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão



Fonte: do autor.

Com uma linha de tendência de potência, com R-quadrado de 0,96, obteve-se uma relação entre resistência de aderência máxima (τ_{bmax}) e resistência à compressão (f_c), conforme Equação 11.

$$\tau_{bmax} = 0,8585 f_c^{0,8547} \quad (11)$$

Observa-se que esta equação difere-se das expressões para tensão de aderência apresentadas pelos pesquisadores para concreto de alta resistência no item 4.2.1.2.

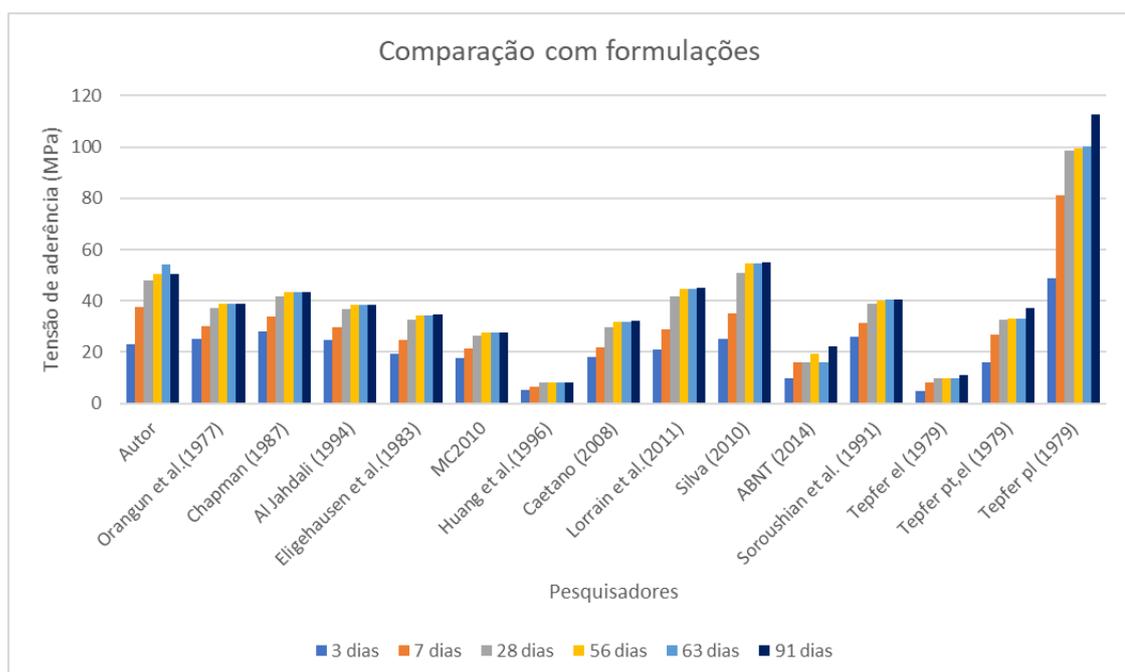
Esta pesquisa vai ao encontro dos estudos de Bae *et al.* (2016) e de Al-Quraishi *et al.* (2018) sobre a aderência em concreto de pós reativos, comentado no item 4.6, em que concluíram que como as características de um CPR são diferentes do concreto comum, a equação da tensão máxima de aderência e o comportamento da ligação aço-concreto serão diferentes.

6.2.4 Relação das tensões com as equações de aderência

Os resultados das tensões máximas de aderência foram comparados com as equações para concreto comum de pesquisadores que constam no item 4.6, do Tabela 10, e são apresentados na Figura 89.

Como ilustrado na Figura 89, a maioria dos métodos de previsão para a tensão de ligação subestimou a tensão máxima de aderência aço-concreto. Bae *et al.* (2016) e Al-Quraishi *et al.* (2018) também obtiveram conclusão semelhante na comparação com seus testes, conforme Figuras 47 e 48, respectivamente, do mesmo item 4.6.

Figura 89 – Relação entre resistência de aderência e resistência à compressão



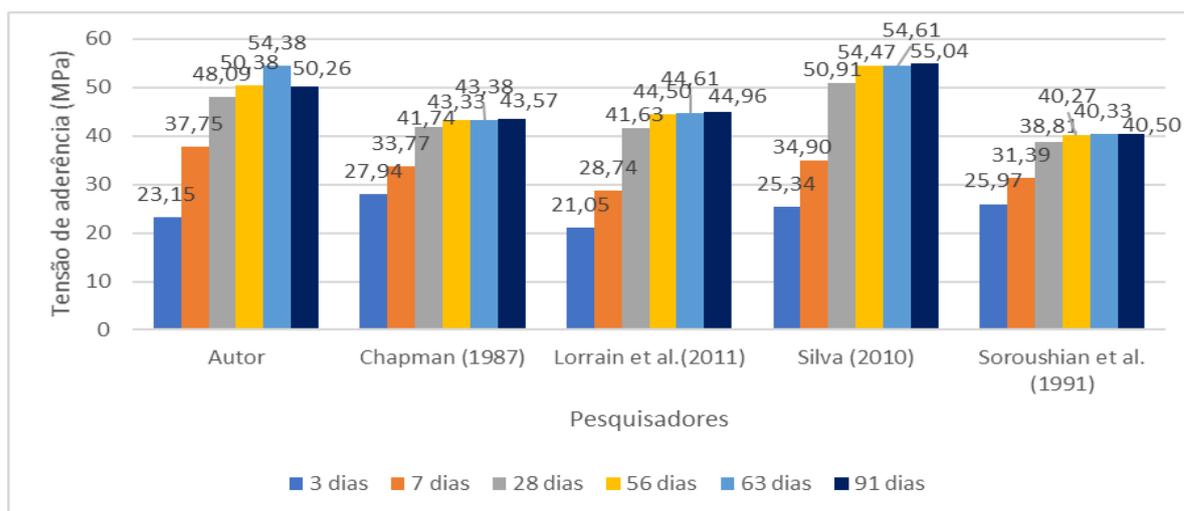
Fonte: do autor.

Destacam-se, na Figura 90, as comparações com equações que apresentam valores de tensão mais próximos ao desta pesquisa, sendo que na Equação 12 (da Tabela 10, item 4.6), apresentada por Silva (2010), é onde aparecem os valores com as menores diferenças, inferiores a 9,5%.

$$\tau_{bmax} = 0,41f_c + 4,59 \quad (12)$$

Analisando, especificamente, aos 28 dias, de acordo com as Figuras 90 e 91, a formulação obtida por Silva (2010) foi a mais próxima dos 48,09 MPa, sendo a diferença de 5,86% acima, quando comparada com essa pesquisa. O modelo de Huang *et al.* (1996) foi o que mais se afastou, com diferença de 600%.

Figura 90 – Comparação das tensões com os resultados das formulações mais próximos a esta pesquisa

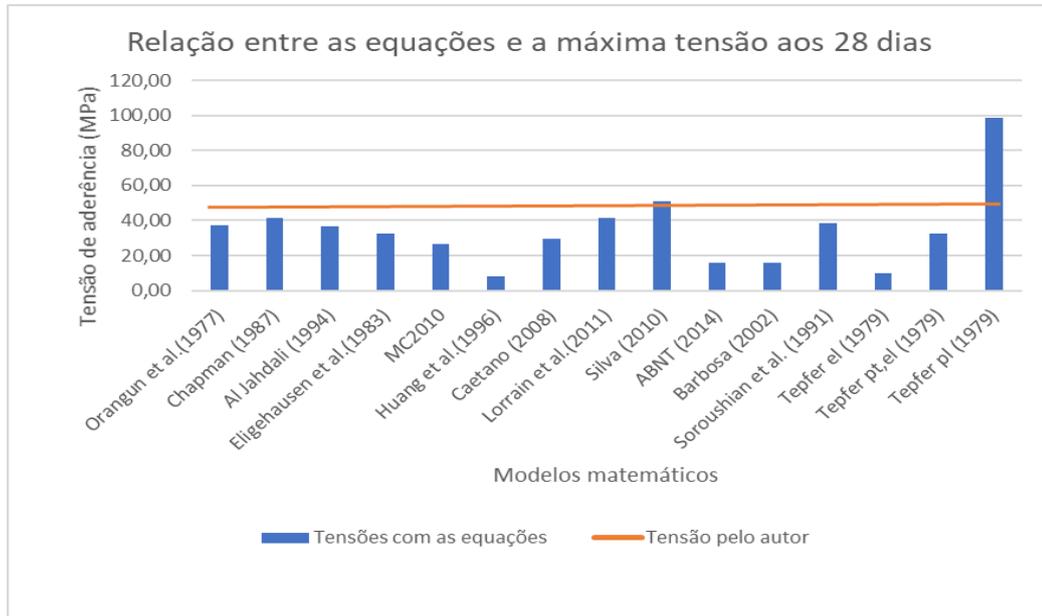


Fonte: do autor.

Comparando com os modelos de Tepfer (1979), Tabela 10, o resultado desta pesquisa ficou entre o estágio elástico com fissuras parciais e o estágio plástico.

Utilizando o modelo de Tepfer (1979) com fissuras parciais, chega-se a 67,8% da tensão máxima. Segundo Ahmed *et al.* (2008), as fissuras em concretos de alta resistência, começam em nível bem maior do que o concreto comum, em 70% a 80% da tensão máxima.

Figura 91 – Comparação da tensão máxima de aderência aos 28 dias com os modelos matemáticos

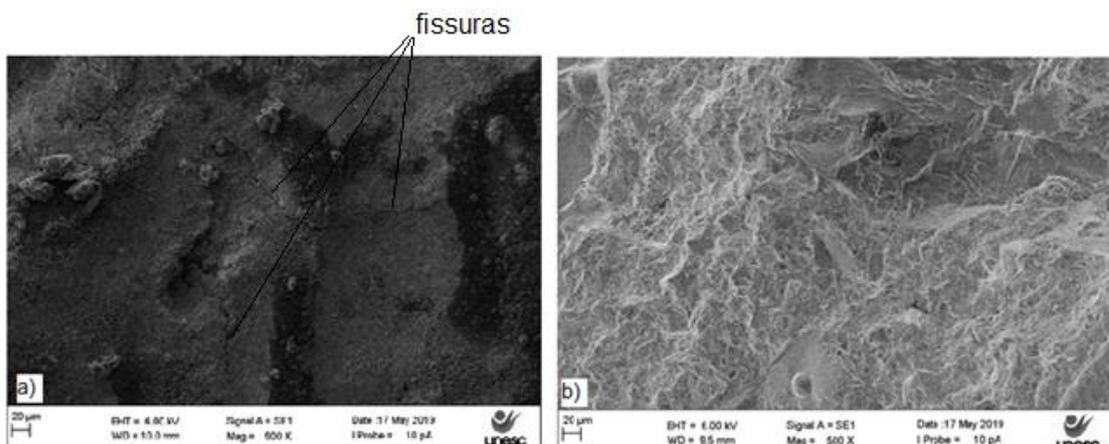


Fonte: do autor.

6.2.5 Análise do microscópio eletrônico de varredura (MEV) na região de aderência

Realizou-se uma análise por MEV em uma lasca de CP, numa região de contato entre a barra e o concreto, após o ensaio de arrancamento com velocidade de 5 mm/min, em que a amostra fendilhou. Na Figura 92-a, notam-se as fissuras na região de aderência barra-concreto e na Figura 92-b, ambas com magnitude de 500x, não constam fissuras no trecho adjacente do mesmo CP, onde não havia o contato com a barra.

Figura 92 – Análise por MEV. (a) Na região de aderência após fendilhamento do CP. (b) Na região sem contato da barra de aço com o concreto



Fonte: do autor.

6.3 RESULTADOS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO *PULL OUT TEST* COM BARRA LISA

O comprimento de aderência manteve-se o mesmo ($2 \varnothing$) para efeito de comparação, o que pode ter acarretado, além da textura superficial lisa, tensões muito pequenas e arrancamento da barra em curto tempo de ensaio.

Com os resultados da curva carga por deslizamento da barra, para as idades de 7, 28, 56, 63 e 91 dias, aplicou-se a equação 7, item 4.4.1, utilizando-se a máxima força de aderência obtida nos ensaios. A Tabela 32 apresenta os resultados de todos os corpos de prova com valores de carga máxima, tensão máxima de aderência, média das tensões, desvio padrão (DP), deslizamento da barra na tensão máxima de aderência e modo de ruptura. Em todos os CPs aos 3 dias e em dois corpos de prova, um aos 7 e outro aos 63 dias, ocorreu problemas no ensaio. Na Figura 93, constam os valores médios de resistência máxima de aderência com as idade.

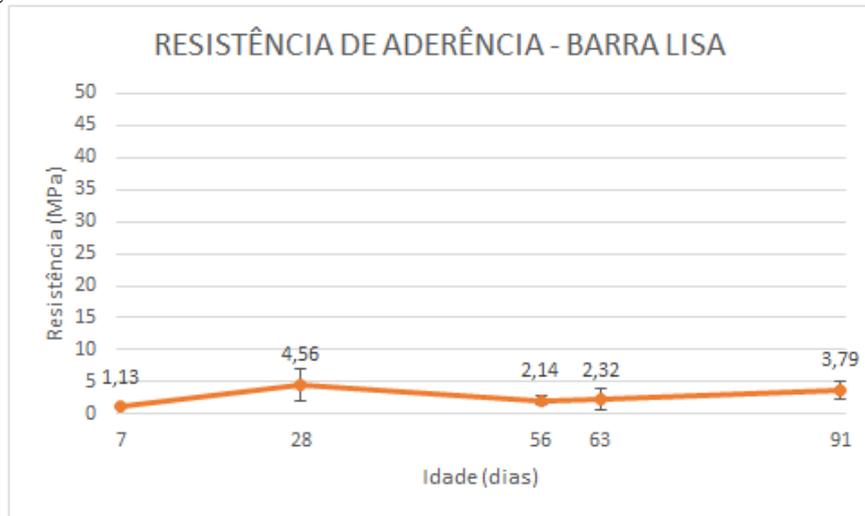
Tabela 32 – Resultados do *pull out test* para barra lisa

Data (dias)	Carga máxima (kN)	Tensão de aderência (MPa)	Tensão Média (MPa)	DP	Deslizamento (mm)	Tipo de ruptura
7	0,82	1,31	1,13	0,25	0,12	arrancamento
7	0,60	0,95			0,10	arrancamento
28	1,51	2,40	4,56	2,49	0,26	arrancamento
28	2,51	3,99			0,44	arrancamento
28	4,58	7,29			1,02	arrancamento
56	1,04	1,66	2,14	0,77	0,17	arrancamento
56	1,90	3,02			1,60	arrancamento
56	1,09	1,73			0,20	arrancamento
63	2,20	3,50	2,32	1,67	1,27	arrancamento
63	0,72	1,15			0,50	arrancamento
91	2,50	3,98	3,79	1,41	0,98	arrancamento
91	3,20	5,09			1,00	arrancamento
91	1,44	2,29			0,20	arrancamento

Fonte:do autor

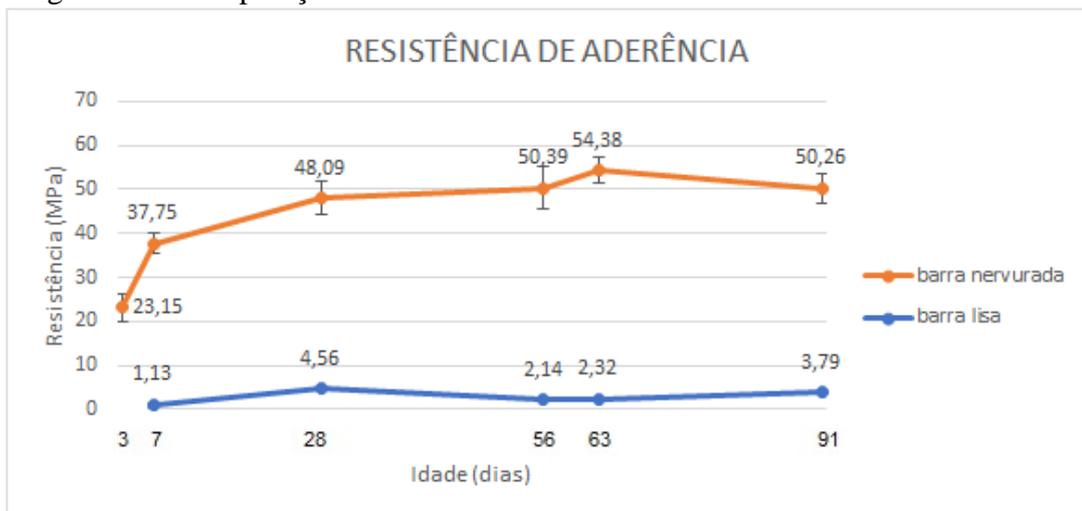
O efeito da nervura é nítido na Figura 94, onde se comparam as tensões de aderência com barra nervurada e barra lisa. Selecionando as idades com maiores tensões para a barra lisa, 28 e 91 dias, a Figura 95 apresenta as curvas tensão *versus* deslizamento e na Figura 96, a comparação nessas idades entre barras lisa e nervurada. Observa-se um comportamento semelhante ao gráfico da Figura 18, item 4.1.

Figura 93 – Curva da média da tensão máxima de aderência com as idades



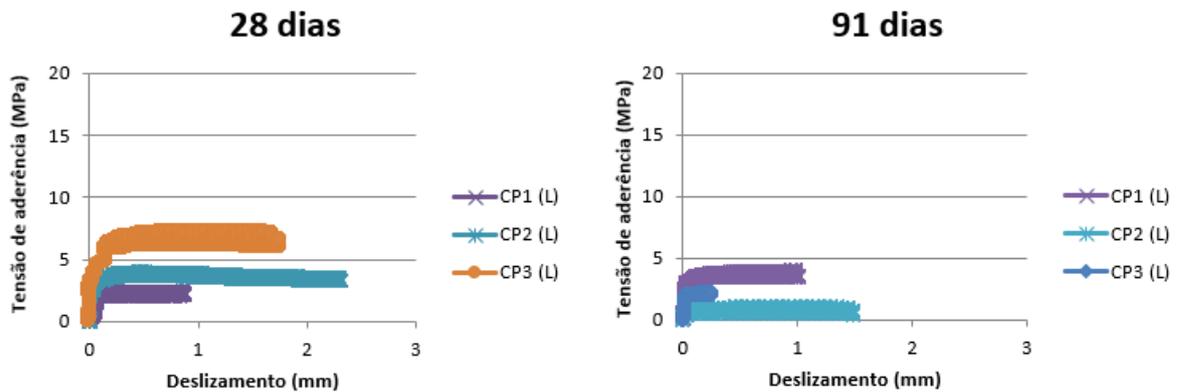
Fonte: do autor.

Figura 94 – Comparação das curvas de aderência com barra lisa e barra nervurada



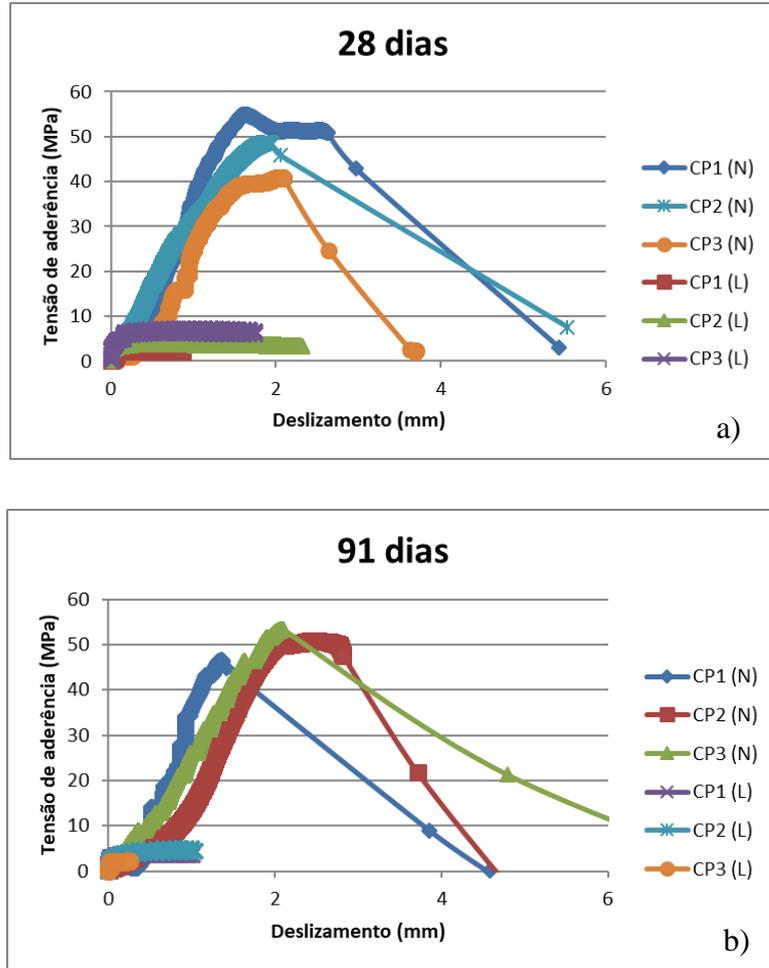
Fonte: do autor.

Figura 95 – Gráficos de tensão versus deslizamento aos 28 e 91 dias.



Fonte: do autor

Figura 96 – Comparação da aderência de barra lisa com barra nervurada (a) aos 28 dias; (b) aos 91 dias.



Fonte: do autor.

Nas barras nervuradas, a partir do início do escorregamento, a capacidade de ancoragem aumenta progressivamente. Entretanto, Castro (2002) comenta que para barras lisas, iniciado o escorregamento total da barra, logo é atingida a força máxima de ancoragem, a partir da qual a capacidade de ancoragem progressivamente vai desaparecendo. E, ainda, conforme Castro (2002), esse fato justifica a obrigatoriedade do emprego de ganchos de extremidade nas barras lisas, pois o gancho inibe o início do escorregamento, e garante segura ancoragem.

7 ANÁLISE NUMÉRICA

Um modelo numérico foi desenvolvido nesta pesquisa para prever o comportamento das amostras no ensaio de arrancamento (*pull out test*) e comparar com os resultados obtidos na investigação experimental. O modelo utilizado foi baseado na ferramenta Ansys Workbench v.16.2, licenciado pela Unesc.

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O modelo numérico de aderência aço-concreto é definido por um problema de contato, o qual envolve a não-linearidade física da estrutura, apresentando, portanto, algumas dificuldades para sua solução, dependendo da ação, do material, condições de contorno e outros fatores. Determinadas regiões do modelo podem entrar e sair do contato bruscamente (FERNANDES, 2000 apud COUTO, 2007).

A simulação numérica foi realizada levando em consideração o comportamento não-linear do concreto, buscando representar o trecho até atingir o limite de resistência (carga máxima). Primeiramente, foram definidas a geometria e as características dos tipos de elementos que compõe o modelo: elemento sólido, de barra e de interface. Posteriormente, foram definidos os modelos constitutivos para cada material e atribuídos os valores dos parâmetros requeridos. Definidas as condições de contorno e os incrementos de carga, o arquivo é executado gerando as tensões, deslocamentos e deformações.

7.2 MATERIAIS

Conforme Almeida Filho (2006) para a simulação numérica da aderência aço-concreto muitas abordagens foram desenvolvidas para concretos comuns, envolvendo sempre as leis constitutivas dos materiais, sejam experimentais ou numéricas. Estas leis sempre procuram representar o comportamento dos materiais separadamente. Nesta pesquisa, pode-se dizer que a simulação numérica conta com a presença de três materiais sendo eles: o concreto, o aço e a zona de contato.

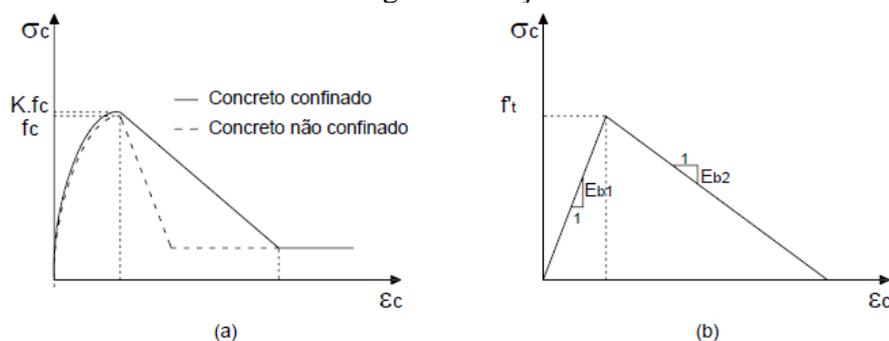
Foi realizada uma investigação bibliográfica para se avaliar os modelos de materiais constitutivos aplicados nas simulações numéricas, especificamente para o CPR. Como os estudos ainda são poucos, são necessárias maiores investigações tanto experimentais quanto numéricas sobre esse assunto.

A seguir são apresentadas sucintamente as considerações sobre os materiais utilizados na simulação numérica.

7.2.1 Modelo constitutivo do concreto

Conforme Couto (2007), foram propostos diversos modelos matemáticos com a finalidade de simular o diagrama tensão x deformação do concreto comum, como o modelo desenvolvido por Kent e Park e modificado por Scott *et al.* (1982). O modelo de Scott *et al.* (1982) representa o diagrama tensão x deformação do concreto submetido à compressão dividido em três regiões (Figura 97 (a)). Como visto no item 4.2.4, o confinamento está relacionado com o cobrimento, quanto maior o cobrimento, maior o confinamento e, conseqüentemente, maior a tensão de aderência e menor a tendência do efeito de fendilhamento, principalmente, em concretos de alta resistência. Para o caso do concreto submetido à tração (Figura 97 (b)), o diagrama é representado pelo comportamento elástico-linear até o limite estabelecido pela resistência à tração do concreto, com inclinação igual a E_{b1} , em função do módulo de elasticidade longitudinal (E_c) e a tensão de tração diminui linearmente com o aumento da deformação.

Figura 97 – Diagramas tensão x deformação para o concreto: (a) Região de compressão; (b) Região de tração



Fonte: KWAK e KIM (2001) apud COUTO (2007).

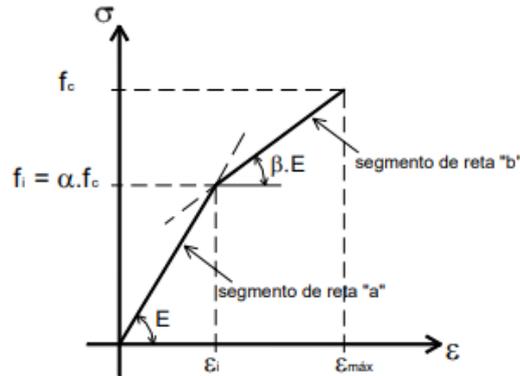
Como as características do CPR são diferentes do concreto comum, este trabalho utilizou a relação constitutiva proposta para concreto de pós reativos por Vanderlei e Giongo (2006). Estes pesquisadores propuseram uma relação constitutiva para o CPR submetidos a tensões de compressão de acordo com o exposto na Figura 98.

A relação constitutiva é representada por duas retas, na qual:

a) o segmento de reta “a” possui coeficiente angular igual ao módulo de elasticidade do material (E), e compreende as deformações relativas às tensões entre zero e o ponto de transição (f_i);

b) o segmento de reta “b” possui coeficiente angular igual ao módulo de elasticidade do material, multiplicado pelo coeficiente “ β ” ($\beta.E$), e compreende as deformações relativas às tensões entre o ponto de transição (f_i) e a tensão de ruptura (f_c).

Figura 98 – Relação tensão x deformação proposta por Vanderlei e Giongo (2006) para o CPR



Fonte: VANDERLEI E GIONGO (2006).

Vanderlei e Giongo (2006) propuseram um coeficiente de redução da tensão de ruptura α (f_i/f_c) correspondente a um polinômio de quarto grau, representado pela Equação 13.

$$\alpha = -0,0086 \cdot V_f^4 + 0,0988 \cdot V_f^3 - 0,3561 \cdot V_f^2 + 0,3609 \cdot V_f + 0,6764 \quad (13)$$

Onde: V_f é a taxa de fibras em volume, multiplicada por 100.

E , o comportamento do coeficiente de redução β (E_2/E_1) foi aproximado para uma reta sendo, então, definido pela Equação 14, por aqueles autores.

$$\beta = 0,03 \cdot V_f + 0,8 \quad (14)$$

Como neste estudo do CPR não há inserção de fibras, então $\alpha = 0,6764$ e $\beta = 0,8$. O coeficiente de Poisson foi considerado 0,18.

7.2.2 Modelo constitutivo da barra de aço

O material aço aplicado na análise foi o *structural steel* existente no Ansys Workbench 16.2 com especificações de análise *general materials* onde foram inseridas a tensão de escoamento e a tensão máxima do aço obtidas no ensaio experimental. O coeficiente de Poisson foi considerado 0,3.

7.2.3 Interface aço-concreto

A interface aço-concreto consiste de uma superfície descontínua de um corpo composto de dois materiais entre duas superfícies paralelas de materiais adjacentes. O comportamento da superfície depende dos materiais constituintes que neste caso é a barra de aço nervurada e o concreto (ALMEIDA FILHO, 2006).

Nesta pesquisa será modelada a barra sem nervuras, mas com suas características para representar a barra nervurada real.

Diversas pesquisas apresentando leis constitutivas têm sido desenvolvidas para simular a interface aço-concreto, utilizando comportamento de diagramas bilinear ou trilinear (BANGASH, 1989, DÉ SIR *et al.*, 1999, KWANK e KIM, 2001, SALARI e SPACONI, 2001, dentre outros)

Almeida Filho *et al.* (2004) realizaram um estudo paramétrico com o objetivo de avaliar o grau de influência das variáveis na interface aço-concreto presentes no Ansys Workbench: o *normal contact stiffness factor* (FKN), a coesão (c), o coeficiente de atrito (μ) e a malha de elementos finitos. De Nardin e Almeida Filho (2005), em modelagem numérica de ensaios *pull out*, analisando os modelos de contato disponíveis no Ansys, observaram que o modelo *bonded* foi o que apresentou resultados mais satisfatórios. Os outros modelos de contato disponíveis não apresentaram bons resultados, devido à grande rigidez e/ou grande penetração de elementos na superfície de contato. Além disso, os pesquisadores concluíram que para o modelo de contato *bonded*, os valores de FKN e a configuração da malha tiveram influência nos resultados e que com a coesão e o coeficiente de atrito, os valores permaneceram inalterados.

Neste trabalho, portanto, a coesão e o coeficiente de atrito não foram considerados. Mas, fatores como número de elementos na região de contato e o FKN afetaram diretamente o comportamento da carga x deslizamento da barra. Aqueles pesquisadores também relatam que o FKN normalmente está na faixa de 0,1 a 10 (negativo ou positivo) e que o *tangent contact stiffness factor* (FKT) tem um valor padrão de 1. Baixos valores de FKN correspondem a uma superfície de contato mais deformável, e para maiores valores de FKN, superfície de contato rígida. Almeida Filho (2006) utilizou diferentes valores do coeficiente normal de rigidez até obter resultados mais próximos ao experimental.

Contudo, Fardis e Buyukozturk (1980) apud Al-Zuhairi e Al-Fatlawi (2013) descrevem que o FKN pode ser calculado pela Equação 15.

$$FKN = \frac{d}{0,7} \left[\pi E_s K_f^3 \left(\frac{f'_c}{27,4} \right)^6 \right]^{1/4} \quad (\text{MPa/mm}) \quad (15)$$

Onde: E_s é módulo de elasticidade da barra de aço e f'_c é a resistência do concreto.

O módulo K_f depende da tensão de tração da barra e é calculado pela Equação 16.

$$K_f = 820 - 1,17 \cdot f_s \quad (\text{N/mm}^3) \quad (16)$$

Onde: f_s é a resistência à tração da barra.

7.3 INSERÇÃO DOS DADOS PARA ANÁLISE NUMÉRICA

Os elementos utilizados foram os disponibilizados pela biblioteca de elementos do *software* Ansys Workbench 16.2. Os dados dos materiais, constantes na Tabela 33, foram extraídos dos resultados experimentais.

Tabela 33 – Resultados experimentais

Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
3	50,61	4,90	35,80
7	73,92	8,13	46,84
28	112,97	9,87	47,90
56	121,66	9,94	48,38
63	121,99	10,56	47,50
91	123,06	11,28	49,26

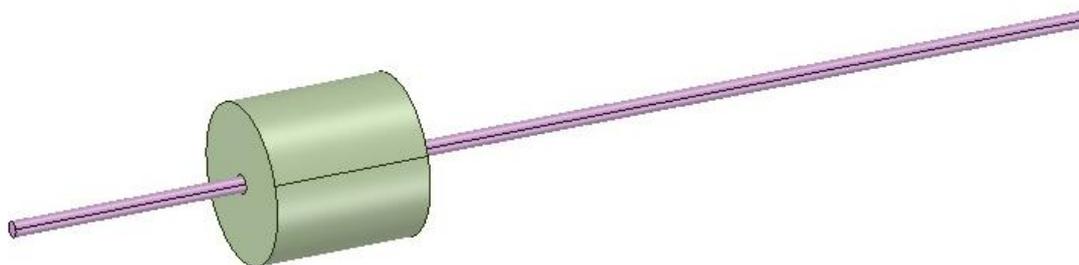
Fonte: do autor.

7.3.1 Materiais

O corpo de prova é um cilindro de concreto de 100 mm de diâmetro e 100 mm de altura, com uma barra de aço de 700 mm de comprimento e 10 mm de diâmetro, no centro. A geometria do corpo de prova no Ansys está representada na Figura 99. Na região em que não havia contato, houve um afastamento entre o concreto e a barra, simulando a mangueira plástica.

Com os dados da Tabela 33, e utilizando-se a relação constitutiva de Vanderlei e Giongo (2006) (Figura 98), obteve-se a Tabela 34 para o elemento concreto em cada idade. Esses dados foram inseridos no elemento *concrete* NL (não linear), disponível no Ansys Workbench 16.2. O coeficiente de Poisson foi considerado 0,18.

Figura 99 – Geometria do corpo de prova para análise numérica



Fonte: Ansys 16.2.

Tabela 34 – Dados para obtenção da curva tensão x deslizamento para cada idade

Idade (dias)	Tensão no ponto de transição (f_i) (MPa)	Inclinação reta “b” ($\beta.E$)	Deformação no ponto f_i (ϵ_i)	Deformação final ($\epsilon_{m\acute{a}x}$)
3	34,232604	28,64	0,000956218	0,001528054
7	49,999488	37,472	0,001067453	0,00170581
28	76,412908	38,32	0,001595259	0,002549254
56	82,290824	38,704	0,001700926	0,002718113
63	82,514036	38	0,001737138	0,002775979
91	83,237784	39,408	0,001689764	0,002700275

Fonte: do autor.

Conforme Figura 98, a tensão no ponto f_i é calculada por $f_i = \alpha \cdot f_c$, sendo $\alpha = 0,6764$, de acordo com a Equação 13.

A deformação (ϵ_i) no ponto f_i foi obtida dividindo-se a tensão f_i pelo módulo de elasticidade (E), em cada idade. Dividindo-se a diferença das tensões ($f_c - f_i$) pela inclinação ($\beta.E$) da reta “b”, obteve-se a deformação no trecho da reta “b”. Somando-se essa deformação com a deformação ϵ_i , chegou-se na deformação máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$).

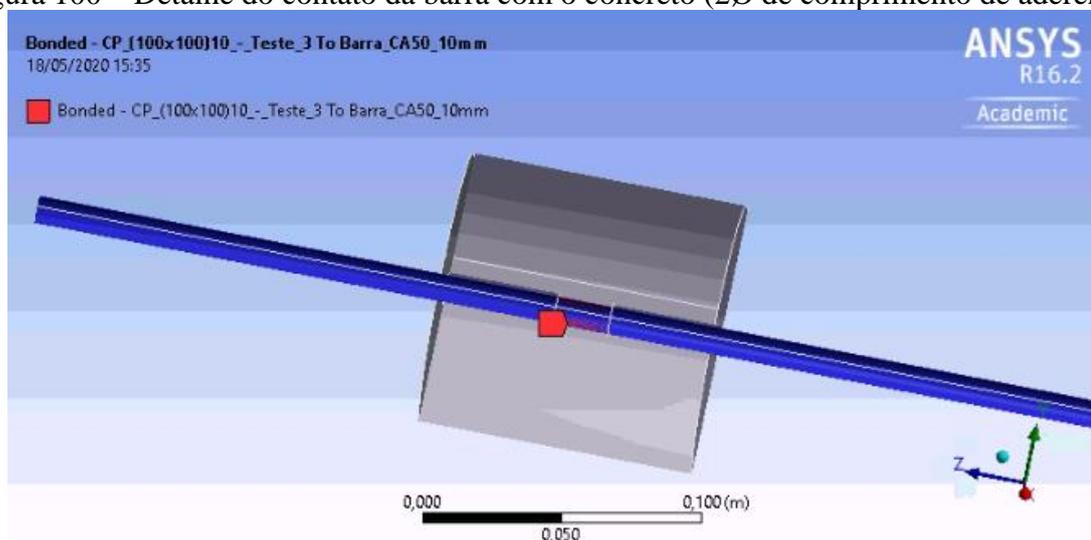
Para o aço foi utilizado módulo de elasticidade de 200 GPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e os dados obtidos no ensaio de tração da barra ($f_y = 544,5$ MPa e $f_{st} = 687,1$ MPa).

7.3.2 Interface barra concreto

O elemento utilizado na região de aderência, conforme indicado por De Nardin e Almeida Filho (2005), foi do tipo *bonded, contact* para o concreto e o *target* para a barra, e, como já comentado, elemento existente no Ansys Workbench 16.2. Na face do concreto perpendicular e mais próxima à força, foi inserido o apoio fixo, simulando a placa de apoio no ensaio experimental. A Figura 100 apresenta o detalhe do contato barra e concreto no Ansys. Esse elemento de contato foi então definido pelo coeficiente normal de rigidez (FKN). Testes foram

feitos com valores aleatórios entre 0,1 e 5,0 de FKN, conforme Tabela 35, confrontando com os valores obtidos utilizando a Equação 15 e com os resultados experimentais.

Figura 100 – Detalhe do contato da barra com o concreto (2ϕ de comprimento de aderência)



Fonte: Ansys 16.2.

A Tabela 35 apresenta os valores de tensão, no passo da força máxima de aderência, para diferentes valores de FKN.

Tabela 35 – Tensões com diferentes valores de FKN para cada idade (continua)

Idade (dias)	FKN	Tensão máxima (MPa) análise numérica	Tensão máxima (MPa) análise experimental	Desvio Padrão (DP)
3	0,102*	24,40	23,15	3,20
3	0,15	24,10	-	-
7	0,2*	36,80	37,75	2,47
7	0,4	36,20	-	-
7	1	30,72	-	-
7	5	23,70	-	-
28	0,34*	49,24	48,09	7,00
28	0,5	46,00	-	-
56	0,1	56,40	-	-
56	0,38*	51,25	50,39	4,80
56	0,6	48,50	-	-
56	1	46,50	-	-
56	5	40,42	-	-
63	0,382*	51,27	54,38	2,98
63	0,6	48,40	-	-
63	0,6	48,40	-	-

(continuação)

Idade (dias)	FKN	Tensão máxima (MPa) análise numérica	Tensão máxima (MPa) análise experimental	Desvio Padrão (DP)
63	0,6	48,40	-	-
91	0,1	59,06	-	-
91	0,386*	52,40	50,26	3,49
91	0,6	50,80	-	-
91	1	48,91	-	-
91	5	41,00	-	-

Fonte: do autor.

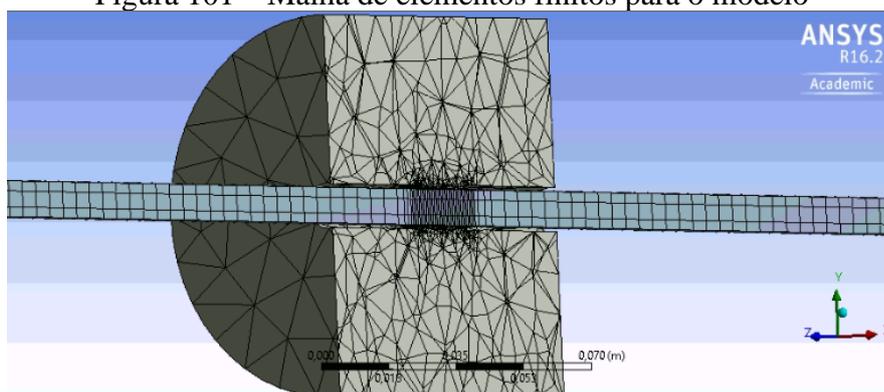
* Valores obtidos pela Equação 15.

Como os valores da tensão, utilizando a Equação 15, apresentaram resultados próximos ao desta pesquisa, optou-se, então, por utilizar esse valor de FKN como parâmetro.

7.3.3 Elementos finitos

O formato da malha foi configurado pelo *standard mechanical* e utilizou-se a função *adaptive*, existentes no Ansys Workbench 16.2, mas adotou-se discretizações diferenciadas para cada elemento, sendo que na região de contato da barra com o concreto, optou-se por uma malha mais refinada, conforme Figura 101.

Figura 101 – Malha de elementos finitos para o modelo



Fonte: Ansys 16.2.

Para o concreto foram adotados elementos de tamanho 0,13 mm; para a barra elementos de 0,6 mm e para a região de contato elementos de 0,07 mm, gerando um total de 17461 elementos e 30932 nós. Sendo 27374 nós em 16999 elementos, no concreto. A opção por essa malha foi devida à convergência e ao tempo de processamento aliados aos resultados satisfatórios. O tempo médio de processamento para cada idade foi de 35 min.

7.3.4 Carregamento

A modelagem numérica foi feita por 20 incrementos de carregamento até a força máxima de 20 kN para idade de 3 dias, 35 kN para as idades de 7 e 28 dias e 45 kN para as demais idades, para análise do comportamento da carga *versus* deslizamento. Essas cargas inseridas foram com valores acima do valor da força máxima obtida no ensaio experimental. O número de interações não teve influência na resposta das tensões máximas no modelo numérico. Pequenos números de interações permitem melhor aproximação do comportamento do *pull out test* apenas na região pré-pico, ou seja, até a máxima tensão de aderência, conforme De Nardin e Almeida Filho (2005).

7.4 RESULTADOS

De acordo com os resultados das simulações, pode-se verificar que é possível a representação do comportamento dos ensaios de arrancamento para cada idade. A simulação numérica representou de maneira satisfatória as curvas tensão *versus* deslizamento.

7.4.1 Resultados das tensões de aderência no concreto

As tensões máximas de aderência obtidas nas simulações numéricas para cada idade com os deslocamentos respectivos, estão na Tabela 36.

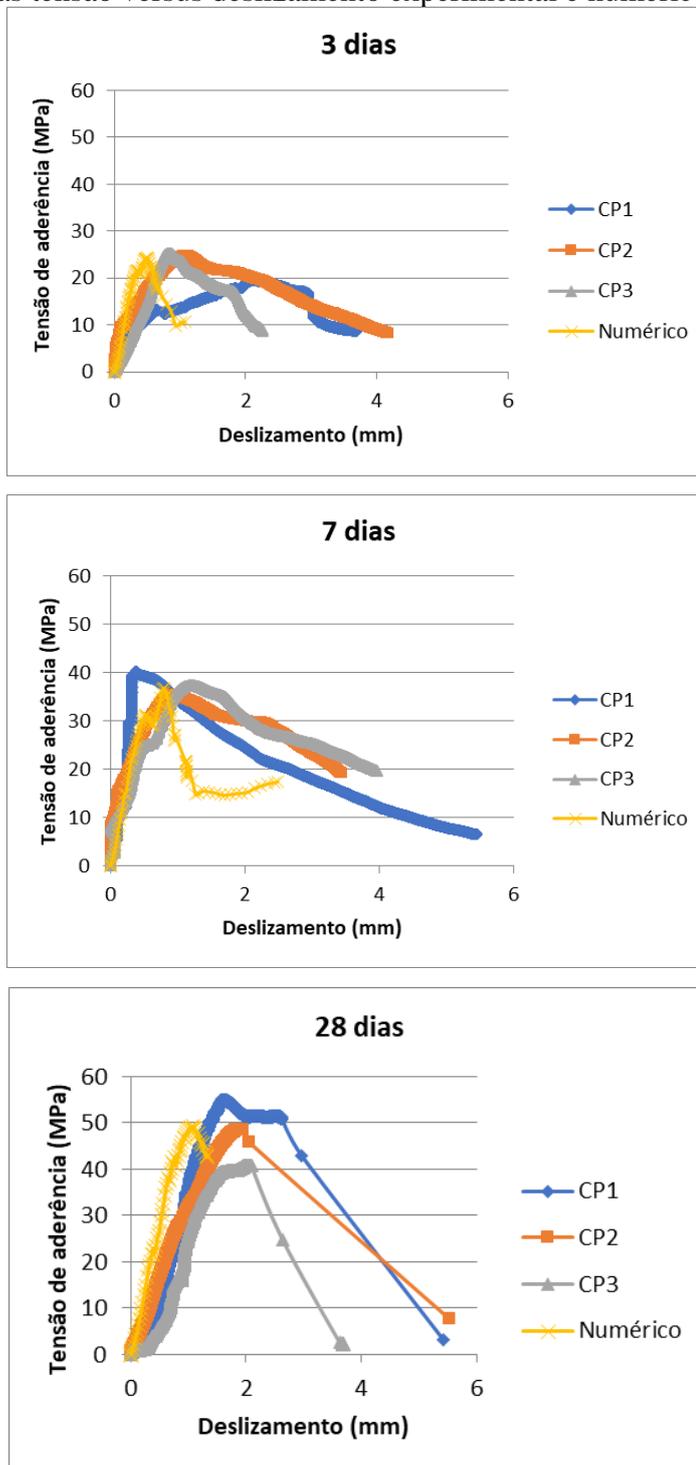
Tabela 36 – Resultados experimentais e numéricos das máximas tensões de aderência com deslizamentos máximos em todas as idades

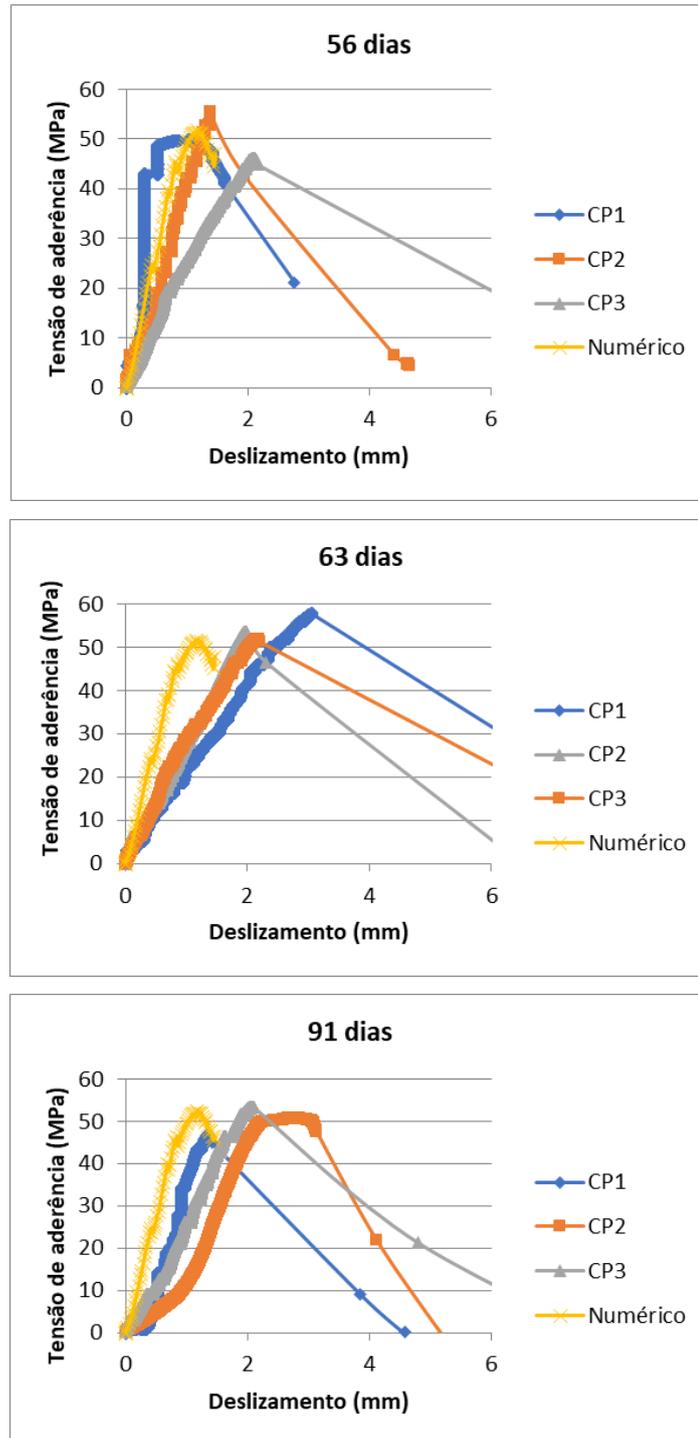
Data (dias)	EXPERIMENTAL			NUMÉRICA	
	Tensão máx (MPa)	DP	Deslizamento (mm)	Tensão máx (MPa)	Deslizamento (mm)
3	23,15	3,20	1,35	24,40	0,60
7	37,75	2,47	0,85	36,80	0,90
28	48,09	7,00	2,08	49,24	1,10
56	50,39	4,80	1,50	51,27	1,17
63	54,38	2,98	2,08	51,26	1,17
91	50,26	3,49	1,97	52,40	1,17

Fonte: do autor.

Com o carregamento distribuído em 20 incrementos, pode-se construir as curvas de tensão de aderência por deslizamento da barra para cada idade e compará-las com os resultados experimentais, conforme Figura 102.

Figura 102 – Curvas tensão versus deslizamento experimental e numérico em todas as idades





Fonte:do autor.

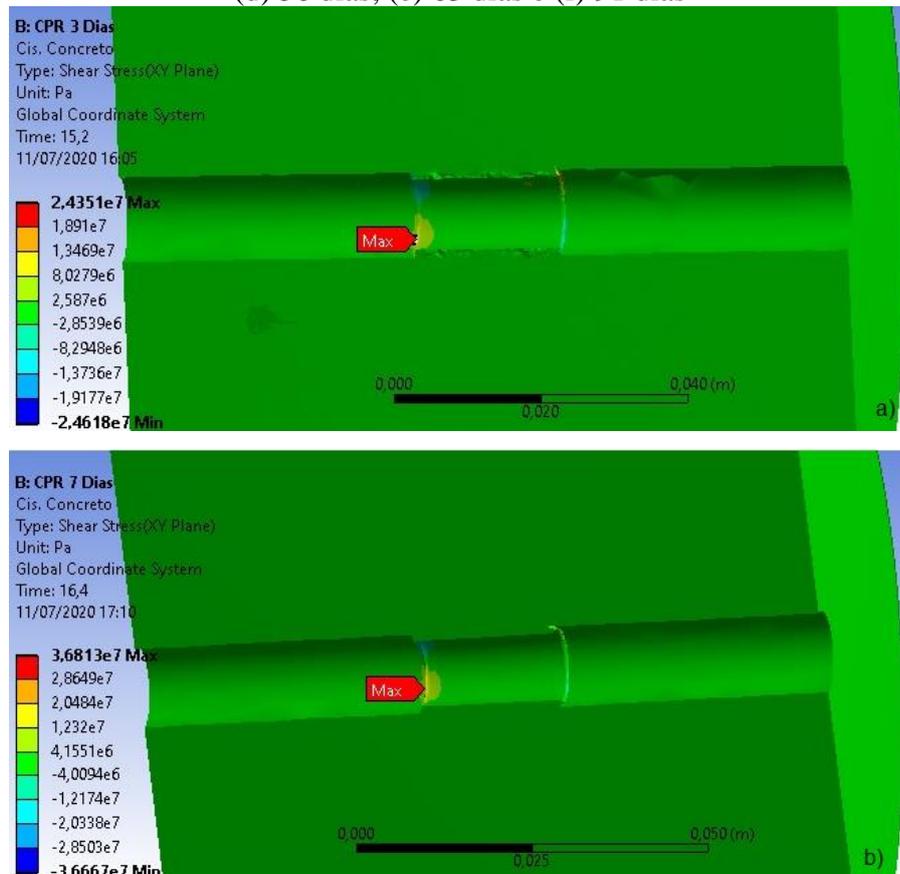
Nos resultados experimentais, os deslizamentos foram maiores que nos resultados por simulação numérica, pela deformação do Neoprene e provavelmente pelas irregularidades na superfície de contato do LVDT com a barra.

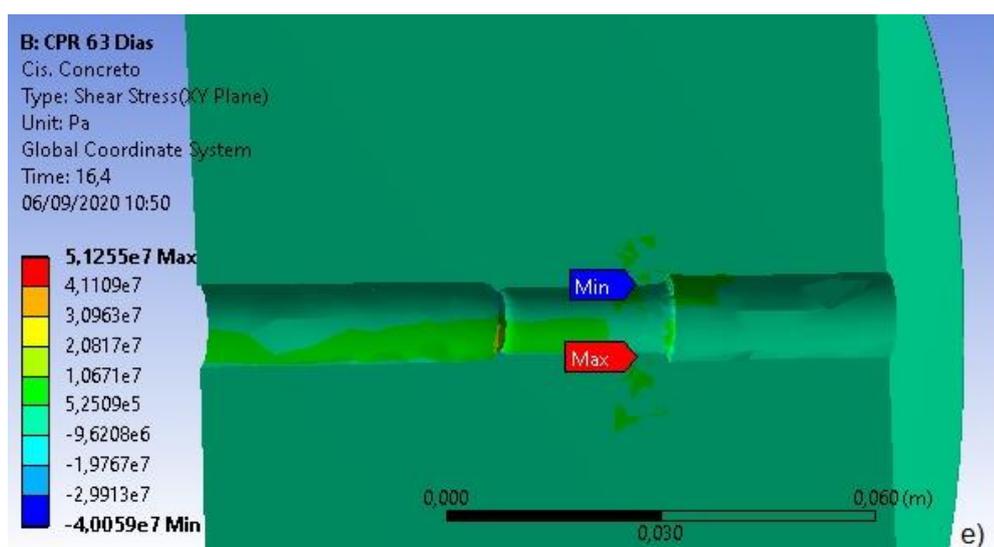
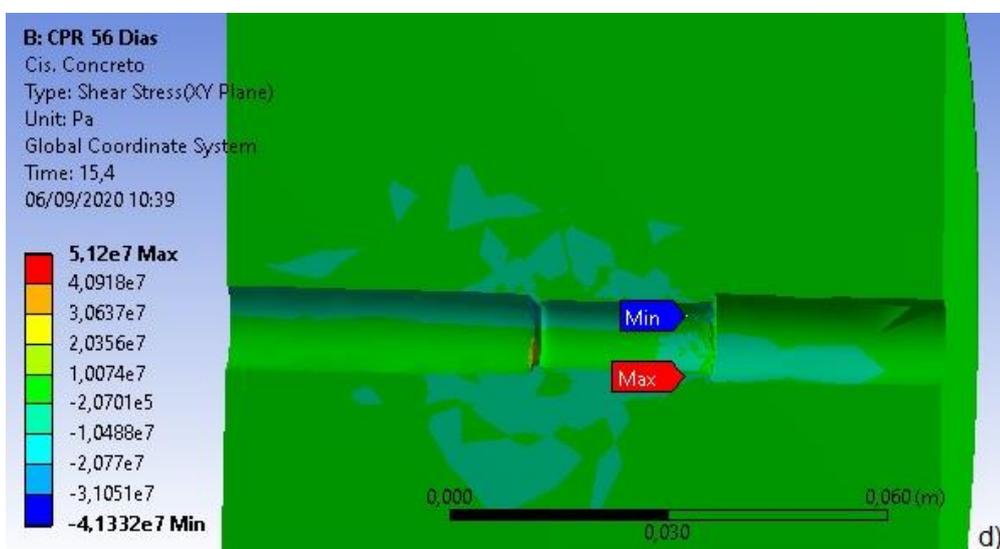
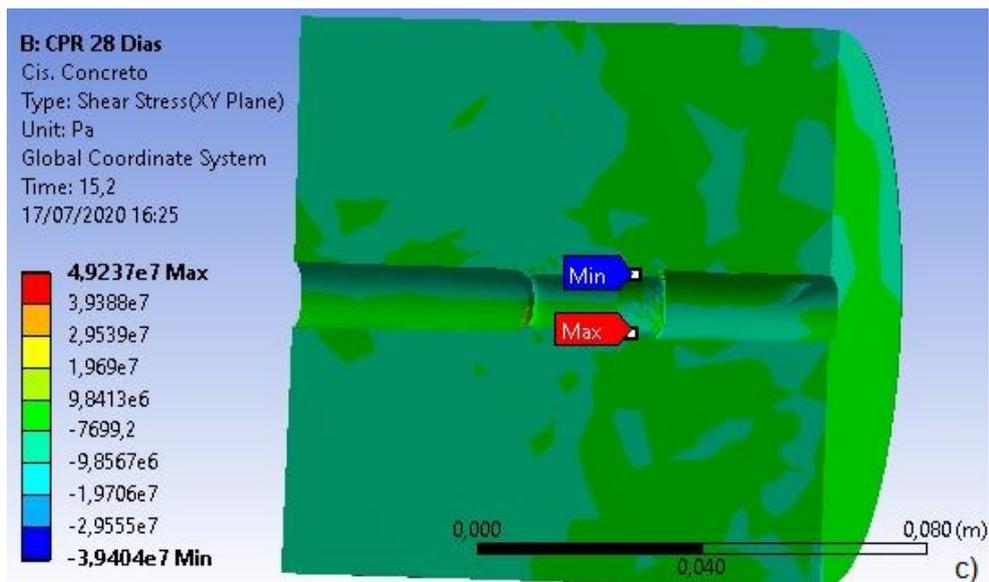
As tensões máximas na análise numérica foram semelhantes às médias das tensões da análise experimental, com diferença de no máximo 5,4%, ficando dentro da faixa do desvio padrão.

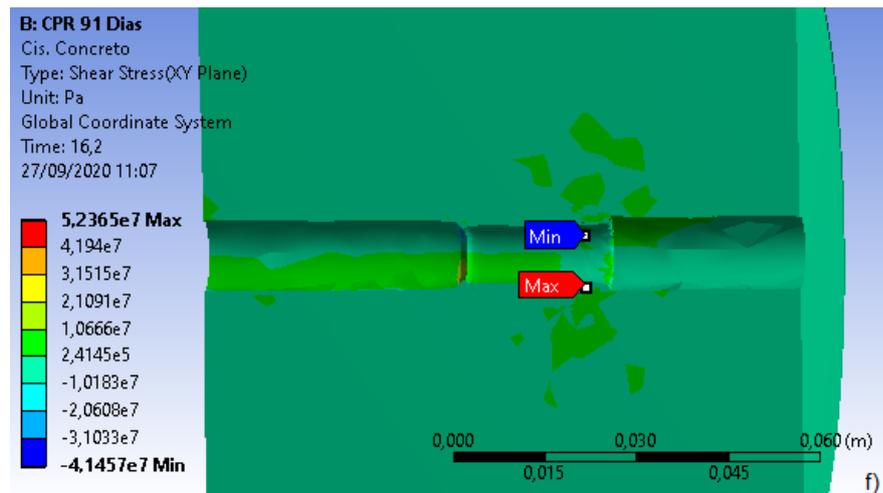
As curvas obtidas tiveram um comportamento de barra nervurada, onde antes de chegar ao pico, ocorrem deslizamentos com o aumento de carregamento, configurando as componentes de adesão química e aderência por atrito. Al Zuhairi (2013) também obteve resultados numéricos utilizando o Ansys, com barras de 10, 12 e 16 mm, com deslocamentos menores que os experimentais. Com barras de 10 mm os resultados das curvas de aderência, por deslizamento, desse autor, foram os que apresentaram as maiores diferenças comparadas com os experimentais.

A Figura 103 ilustra as tensões máximas de aderência processadas pelo *software*, obtidas no passo de carga correspondente à força máxima de aderência. Em todas as figuras, o carregamento está na direção horizontal, da esquerda para a direita. Observa-se, pela Figura 103, que com o aumento da resistência à compressão, com a idade, a aderência também aumenta, como ocorreu nos ensaios experimentais.

Figura 103 – Tensão de aderência (Pa) em todas as idades (a) 3 dias; (b) 7 dias; (c) 28 dias; (d) 56 dias; (e) 63 dias e (f) 91 dias





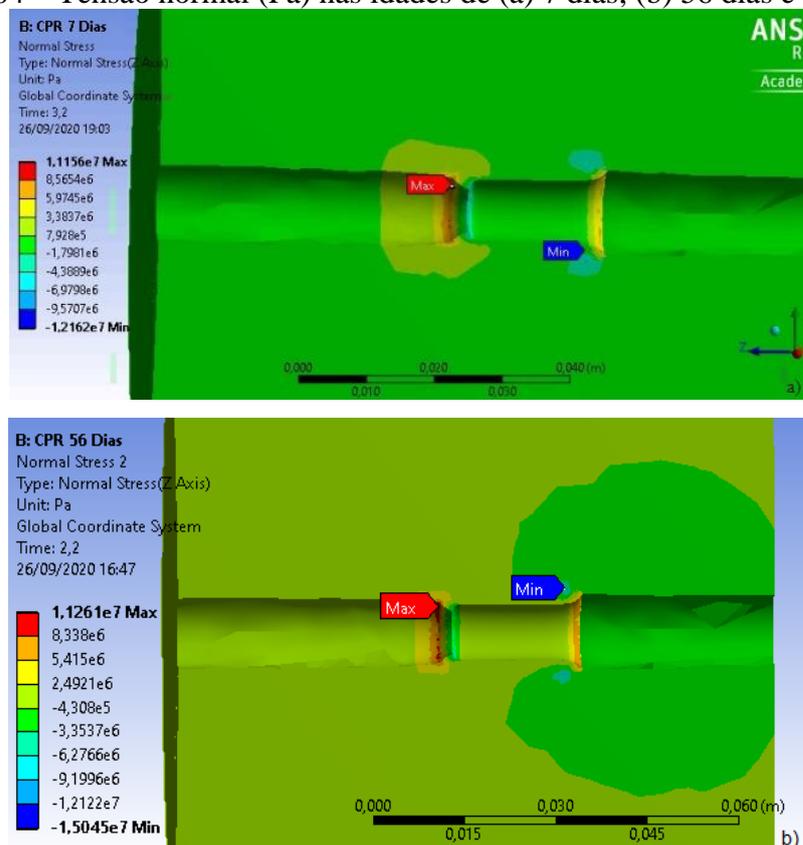


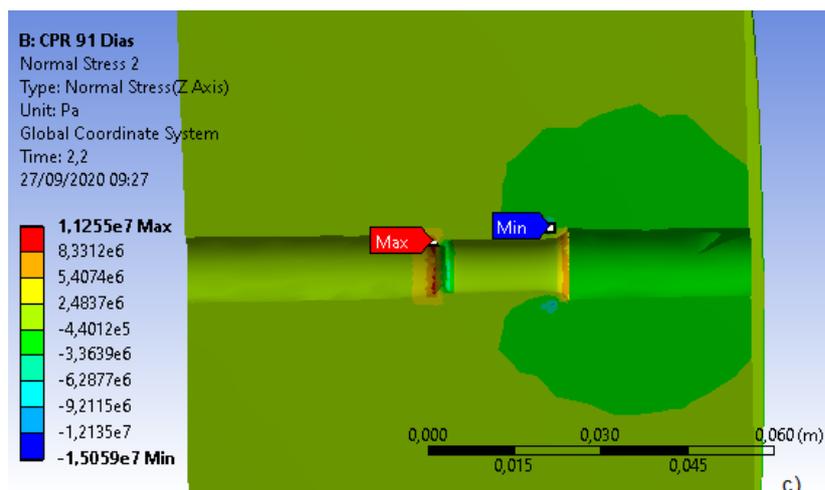
Fonte:Ansys 16.2.

7.4.2 Resultados das tensões normais no concreto

A Figura 104 representa as tensões normais que ocorrem na direção do carregamento, atuantes no concreto, onde selecionou-se as idades de 7, 56 e 91 dias, obtidas em um passo acima da resistência à tração do concreto obtida no ensaio experimental.

Figura 104 – Tensão normal (Pa) nas idades de (a) 7 dias; (b) 56 dias e (c) 91 dias





Fonte: Ansys 16.2 adaptado pelo autor.

Observa-se a distribuição das tensões normais, com maior diferença dos 7 aos 56 dias, expandido-se em direção à borda, o que pode acarretar a fissuração.

7.4.3 Resultados das tensões no concreto considerando dois diferentes comprimentos de aderência

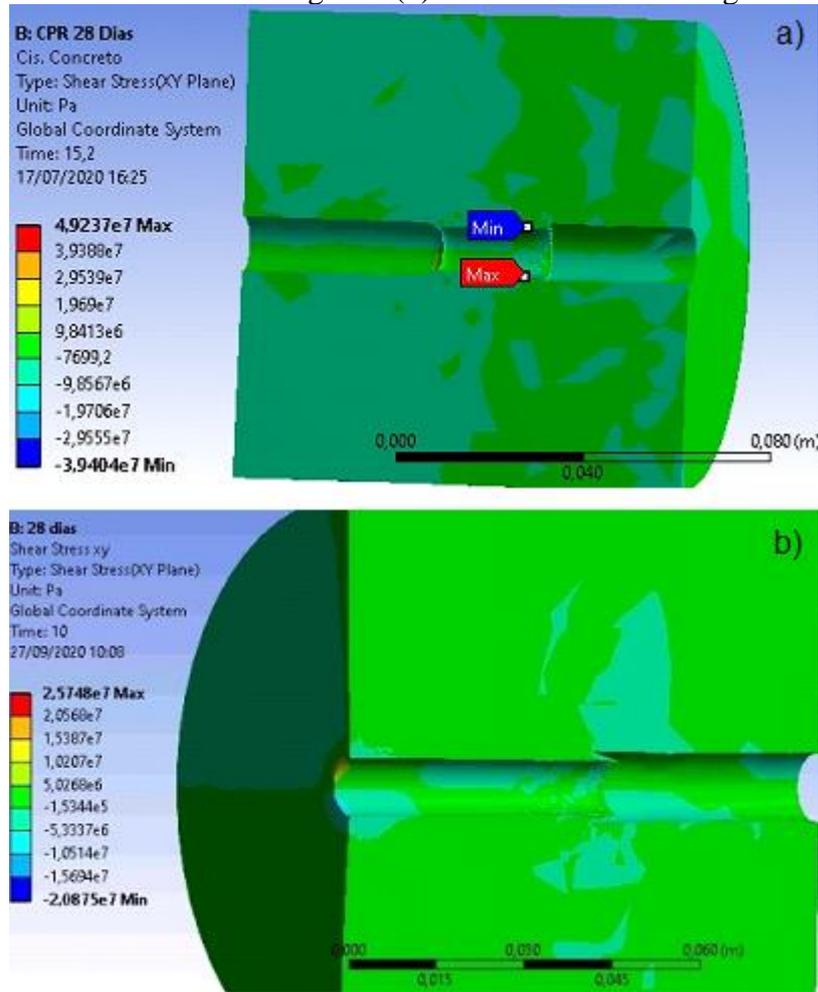
A RILEM (1983) propõe o comprimento de 5 diâmetros e segundo o disposto no item 4.2.5 e verificado experimentalmente, em concretos com resistência mais elevada, esse comprimento deve ser reduzido.

No ensaio experimental, obteve-se uma redução de 60,35% entre o maior e o menor comprimento de aderência, na tensão de aderência. Observando a Figura 105, houve uma redução de 47,7% (49,2 MPa para 25,7 MPa) na tensão de aderência com o aumento do comprimento. Al-Quraishi *et al.* (2018) em ensaios de *push-out test*, com comprimentos de ancoragem de 5 \emptyset e 10 \emptyset observaram que dobrando o comprimento, a tensão de aderência reduziu em 57,2%.

Nas tensões principais, na Figura 106, no ponto em que alcança a máxima tensão de tração obtida no ensaio experimental, observam-se, que com maior comprimento de aderência as tensões expandem-se mais rapidamente em direção a borda, para um possível fendilhamento.

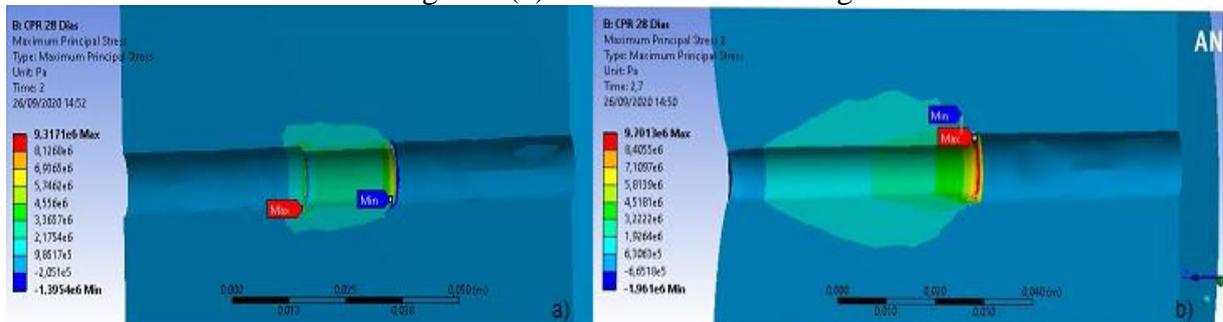
A Figura 107 apresenta as tensões normais na direção z (direção da carga) no ponto da máxima tração do ensaio experimental, logo acima dos 9 MPa, com os dois comprimentos de ancoragem e com a malha de elementos finitos mais refinada na região da aderência.

Figura 105 – Comparação das tensões de aderência (Pa) com comprimentos de (a) 2 diâmetros de ancoragem e (b) 5 diâmetros de ancoragem



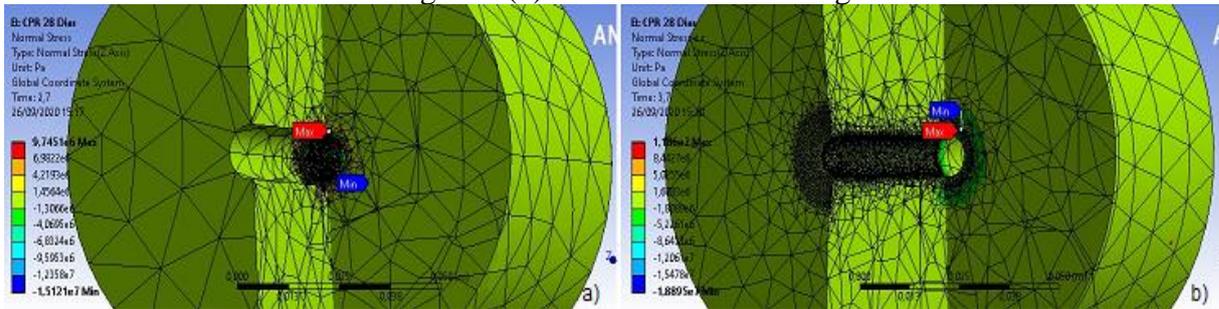
Fonte:Ansys 16.2.

Figura 106 – Análise das tensões principais (Pa) com comprimentos de (a) 2 diâmetros de ancoragem e (b) 5 diâmetros de ancoragem



Fonte:Ansys 16.2 adaptado pelo autor.

Figura 107 – Comparação das tensões normais (Pa) com comprimentos de (a) 2 diâmetros de ancoragem e (b) 5 diâmetros de ancoragem



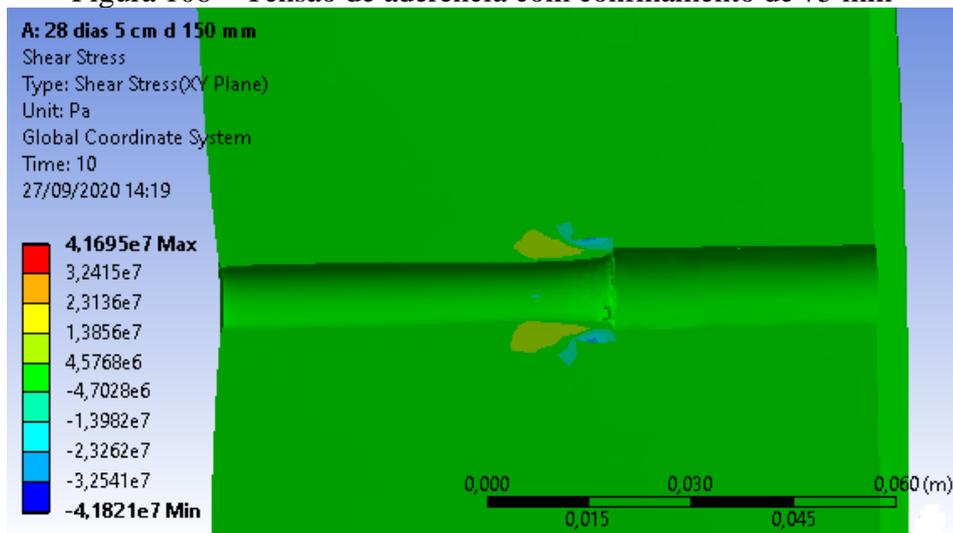
Fonte: Ansys 16.2 adaptado pelo autor.

7.4.4 Resultados das tensões no concreto considerando maior confinamento da barra

No caso do comprimento maior de aderência (5 diâmetros), se o confinamento ao redor da barra de aço aumentar de 50 mm para 75 mm, a tensão aumenta, conforme Figura 108.

Com aumento de 50% no confinamento, a tensão de aderência alterou de 25,7 MPa para 41,7MPa, aumento de 62,25%. Essa conclusão vai ao encontro dos comentários de pesquisadores relatados no item 4.2.4, por exemplo, Bae *et al.* (2016), que em comparação com os espécimes com uma cobertura de concreto duas vezes maior, tiveram 2,7 vezes maior tensão de aderência.

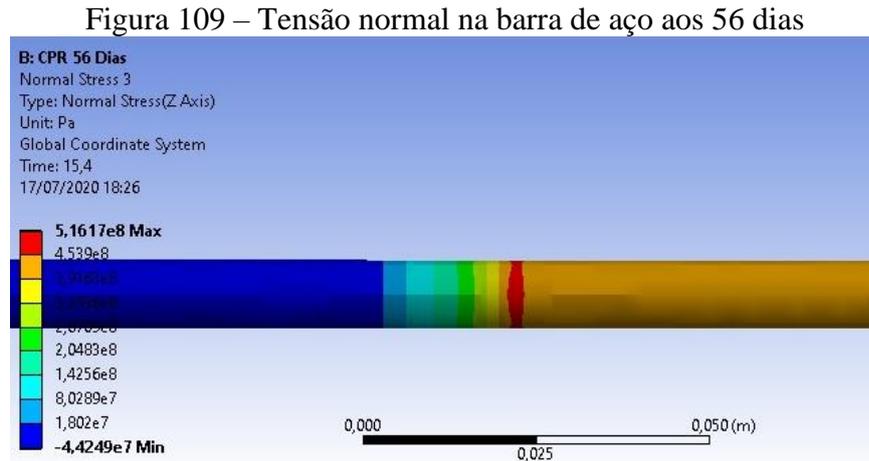
Figura 108 – Tensão de aderência com confinamento de 75 mm



Fonte: Ansys 16.2 adaptado pelo autor.

7.4.5 Tensões na barra de aço

A Figura 109 representa a tensão normal na barra de aço aos 56 dias, idade onde a tensão de aderência foi elevada. Verifica-se que, no pico da força de aderência, chega-se a uma tensão de 516 MPa, portando-se dentro do esperado, não havendo escoamento da barra.



Fonte: Ansys 16.2 adaptado pelo autor.

7.4.6 Validação do modelo numérico com outras pesquisas

Na comparação com outras pesquisas, buscaram-se resultados com aderência em CPR e que fosse possível a adaptação à geometria desta pesquisa.

Sun *et al.* (2016) e Rojas (2019) em ensaios *pull out test* em CPR estudaram o comportamento da aderência. O primeiro autor produziu CPR com fibras metálicas (2% sobre o volume). Com os dados desses pesquisadores e aplicando-se nas Equações 13 e 14, considerando o volume de fibras para o primeiro estudo, obteve-se os valores da Tabela 37 para o modelo constitutivo do CPR.

Tabela 37 – Dados para o modelo constitutivo do CPR

Pesquisador	Idade (dias)	Ponto de transição (f_i)	Inclinação reta “b” ($\beta \cdot E$)	Deformação no ponto f_i (ϵ_i)	Deformação final ($\epsilon_{\text{máx}}$)
Sun <i>et al.</i> (2016)	28	75,19	41,19	0,0015697	0,002658
Rojas (2019)	28	81,17	40,50	0,00152	0,00248

Fonte: do autor.

A Tabela 38 apresenta os resultados experimentais obtidos por aqueles autores, comparando-os com as tensões obtidas utilizando o modelo numérico desta pesquisa. Sun *et al.* (2016) realizou ensaios com comprimentos de aderência de 3 Ø e 5 Ø com barra de aço de 16 mm de diâmetro em corpos de prova com 150 mm de comprimento. Rojas (2019) analisou a aderência com 5 Ø de ligação e com barras de 10 mm, sendo os mesmos moldes utilizados nesta pesquisa.

Tabela 38 – Resultados numéricos comparados com os resultados experimentais da aderência em CPR

Pesquisador	EXPERIMENTAL			NUMÉRICA	
	Aderência (mm)	Tensão máx (MPa)	Deslizamento (mm)	Tensão máx (MPa)	Deslizamento (mm)
Sun <i>et al.</i> (2016)	48	40,53	0,64	38,30	0,35
Sun <i>et al.</i> (2016)	80	29,26	0,29	17,20	0,30
Rojas (2019)	50	30,31	0,09	31,40	0,69

Fonte:do autor.

Com comprimento de ligação de 48 mm (3 Ø) e de 50 mm (5 Ø) para o primeiro e segundo pesquisador, respectivamente, os resultados foram semelhantes aos obtidos pelo modelo numérico desta pesquisa, com diferença de, no máximo, 5,5% na tensão. Verificam-se, também, nessa comparação, as diferenças nos resultados de deslizamento, ratificando que na análise experimental esses valores poderão ter variações na leitura do LVDT para pequenos valores de deslocamentos, principalmente pela deformação do Neoprene.

Novamente, confirma-se a teoria em que concretos de resistência mais elevada o comprimento de aderência tem que ser reduzido, pois analisando a tensão obtida no ensaio experimental de Sun *et al.* (2016), para um comprimento de aderência de 80 mm (5 Ø), nota-se a redução de tensão, quando comparada com ligação de 3 Ø. Mas, é bem provável que a análise numérica esteja com valor mais aceitável de tensão que a experimental, pois com uma diferença de 40% no comprimento de aderência, a diferença de tensão na experimental foi de apenas 27,8%, enquanto que na numérica foi de 55,1%. Pelas pesquisas anteriormente citadas, com o dobro do comprimento de aderência, a tensão reduziu 57%.

8 CONCLUSÕES

O concreto de pós reativos desenvolvido nesta pesquisa, mais sustentável, com menor consumo de cimento, apresentou resultados satisfatórios, atendendo os objetivos. Testes provaram que as características dos materiais interferem significativamente nos resultados.

Obteve-se aos 56 dias resistência à compressão de 121,66 MPa, um aumento de 7,69% em relação aos 28 dias e aos 91 dias chegou a 123,06 MPa. Aos 3 dias, o concreto já apresentava resistência de 41,6% da resistência aos 56 dias. A resistência à tração por compressão diametral foi de 11% da resistência à compressão aos 7 dias, maior percentual obtido.

O módulo de elasticidade apresentou um acréscimo dos 3 aos 7 dias de 30,84% e pouca variação a partir dessa idade. Mesmo utilizando materiais e técnicas diferentes de produção, o CPR desenvolvido nesta pesquisa apresentou poucos poros, boa coesão na interface entre agregado e pasta e mostrou ter propriedades semelhantes comparadas a de outros pesquisadores.

Os testes provaram que em CPR o comprimento de aderência, recomendado pelo RILEM, que é de 5 diâmetros, tem que ser reduzido. Com o comprimento de 2 diâmetros situados na região central de uma altura de 100 mm obteve-se bons resultados.

A velocidade de carregamento de 5 mm/min mostrou não ser adequada para os ensaios. Foi utilizada a velocidade de 0,2 mm/min onde os resultados foram satisfatórios.

A resistência de aderência cresceu até os 28 dias e após variações não significativas nas demais idades. O crescimento da resistência de aderência foi semelhante ao crescimento da resistência à compressão, com curvas logarítmicas e 92% de confiabilidade.

Apesar da relação aderência-CPR ser pouco conhecida e com diversos fatores para influenciar esse comportamento, pode-se dizer que as tensões máximas de aderência obtidas foram bem satisfatórias. Os valores mais elevados podem ter ocorrido pela redução do comprimento de aderência e pela velocidade de ensaio. Valores de deslizamento devem ter sido influenciados pela deformação do Neoprene e por algumas irregularidades na superfície de contato do LVDT com a barra.

A partir dos 56 dias, apesar das amostras terem fendilhado, principalmente em função da resistência à tração do concreto, houve deslizamento da barra de aço. Em algumas curvas, inclusive na idade de 91 dias, pode-se observar as componentes de aderência, principalmente a de aderência mecânica, em que depois de alcançar o ponto de pico de tensão, nota-se a tensão decrescendo lentamente, enquanto aumenta o deslizamento da barra.

Na comparação das barras nervuradas com as lisas, é nítida a importância da nervura. Pois nos testes de arrancamento com barras lisas de aço trefilado, a aderência foi praticamente nula.

Nas comparações das tensões com as formulações matemáticas dos pesquisadores e de normas, observou-se valores subestimados de resistência de aderência na maioria das proposições. A formulação da relação tensão máxima de aderência *versus* resistência à compressão obtida por Silva (2010) foi o que mais se aproximou dos resultados desta pesquisa.

Os ensaios de aderência aos 3 e aos 7 dias foram importantes pois, além dos 28 dias, já pode-se correlacionar as resistências de aderência com a de compressão. Esse fato é importante em situações em que a resistência à compressão em poucas idades é fundamental, como em estruturas pré-fabricadas.

Em relação à análise numérica, o modelo desenvolvido mostrou-se adequado para representar o comportamento obtido na análise experimental. A simulação também apresentou resultados condizentes com outras pesquisas, e pode se constituir numa ferramenta interessante para a extensão dos resultados.

Nas determinações de comprimentos de ancoragem, pelas normas atuais, principalmente naquelas em que há limite de resistência à compressão e não contemplam concretos especiais, é possível que o projeto de comprimento de reforço para o CPR não seja econômico, contradizendo o propósito do desenvolvimento de material de alto desempenho.

Sugestões para continuidade da pesquisa

Como continuidade da pesquisa, seguem sugestões para ampliar tanto o estudo das características mecânicas do CPR, como o aprofundamento do estudo da aderência experimental e numérica em CPR:

- analisar as características mecânicas do CPR com materiais de características diferentes dos utilizados nesta pesquisa e/ou com o uso de outras adições com redução maior de cimento;
- estudar o comportamento do CPR com relação à flexão e ao cisalhamento em estruturas de tamanho real;
- utilizar corpos de prova com maior confinamento (cobrimento) da armadura para evitar o fendilhamento em ensaios *pull out*;
- utilizar barras com diferentes áreas superficiais de nervura;
- verificar o comportamento da aderência em ensaios de viga (BT);
- modelar a barra com nervuras para analisar as tensões na região da nervura.

REFERÊNCIAS

- ABRAMS, D.A. **Tests of Bond between concrete and steel**: engineering experiment station. Illinois: University of Illinois Bulletin, 1913. 248 p.
- ACI Committee 318, 2011, **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 – II) and Commentary**, American Concrete Institute.
- AFGC GROUPE DE TRAVAIL BFUP. SETRA-AFGC, **Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes**, Interim Recommendation, 2002. 98 p.
- AHMED. K. et al.. **Effect of rebar cover and development length on bond and slip in high strength concrete**. Pakistan J. Eng. Appl. Scri. 2. 2008.
- AHMED M. DIAB, A. M. H. E. E., MOSTAFA A. HUSSEIN, H. M. A. **Bond Behaviour and assessment of design ultimate bond stress of normal and high strength concrete**. Alexandria University. Alexandria Engineering Journal, 2014. 53 ed. p. 355–371.
- AITCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho**. São Paulo: PINI, 2000.
- AL-JAHDALI, F.A.; Wafa, F.F.; SHIHATA, S.A. **Development length for straight deformed bars in high-strength concrete (SP -149)**. Special Publication (ACI). 149 ed. 1994.
- ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto adensáveis**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2006.
- ALMEIDA FILHO, F. M.; DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. **Interface aço-concreto: análise dos parâmetros do contato e sua influência na simulação via MEF**. In: XXV CILAMCE: Iberian Latin American Congress on Computational Methods, Proceedings (CD). Recife – PE. Brasil, 2004.
- ALMEIDA FILHO, F. M.; EL DEBS, A. L. H. C. e EL DEBS, M. K. Theoretical and numerical approach of the bond behavior in pull-out tests using self-compacting concrete and steel bars. In: XXVII CILAMCE: Iberian Latin American Congress on Computational Methods, Proceedings (CD). Belém – PA. Brasil, 2004.
- AL-QURAIISHI, H.; SAHMI, N.; GHALIB, M. **Bond Stresses between Reinforcing Bar and Reactive Powder Concrete**. Engineering Journal, 2018, v. 24, p. 84-100.
- ALVAREZ, M.: **Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton**. ETH Zürich, Diss., Basel: Birkhäuser (IBK Bericht 236), 1998.
- AL-ZUHAIRI, H. A.; AL-FATLAWI, W. D. S. **Numerical prediction of bond-slip behavior in simple pull-out concrete specimens**. Journal of Engineering. n. 1, v. 19. 2013.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI COMMITTEE 408. ACI 408.2R-92. **State-of-the-art report on bond under cyclic loads**, Detroit. 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI COMMITTEE 408. **ACI 408R: Bond and development of straight reinforcing bars in tension**. Farmington Hills, MI 2003. 49 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Reported by ACI Committee 408. **Bond Under Cyclic Loads**. 2005. 32 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-19. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills, MI 2019. 623 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM A706** – Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement. 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C234**: standard test method basis of the bond developed with reinforced steel. (Withdrawn 2000). Philadelphia, for comparing concretes on the 1991.

APPA RAO G., *et al.*. **Studies on the pullout strength of ribbed bars in high-strength concrete**, in: Proceeding 05-17, 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-6), 2007.

ASLANI, F.; NEJADI, S. **Bond Behavior of Reinforcement in Conventional and Self-Compacting Concrete**. Advances in Structural Engineering. 2012. ed. 15.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13956-1**: Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta – Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13956-2**: Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta – Parte 2: Ensaio químicos. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. p. 1-9.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. p. 1-238.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7214**: Areia normal para ensaios de cimento - Especificações. Rio de Janeiro, 2015. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa. Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. p. 1-5.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7477**: Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. 1. ed. Rio de Janeiro: ABNT (em revisão), 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

AZIZINAMINI A. *et al.*. **Bond performance of reinforcing bars embedded in high strength concrete**, ACI Struct. J. 90 (5) (1993) 554–561.

BAE B.I.; CHOI, H. K; CHOI, C.S. **Bond stress between conventional reinforcement and steel fibre reinforced reactive powder concrete**. Construction and Building Materials-Elsevier, 2016. 112 ed. p. 825 -835.

BANGASH, M. Y. H. Concrete end concrete structures: numerical modeling and applications. **Barking: Elsevier science publishers ltd**, 1989, 687 p., ISBN: 1-85166-294-4.

BARBOSA, M.P. **Uma contribuição experimental e numérica sobre estruturas de concreto armado de elevado desempenho: estudo da aderência, ancoragem e o comportamento de vigas fletidas**. Tese (livre docência) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira. 1998. 174 p.

BARBOSA, M.T.G. **Avaliação do comportamento da aderência em concretos com diferentes classes de resistência**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós- graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2002. 203p.

BARBOSA, M.T.G. *et al.*. **Analysis of the relative rib área of reinforcing bars pull out tests**. Materials Research. 11 ed. 2008. p. 453 – 457.

BAZANT, Z.P.; LI, Z.; THOMA, M. **Identification of stress-slip law for bar of fiber pullout by size effect tests**. Journal of Engineering Mechanics, ASCE. 121 ed. 1995. p. 620 – 625.

BRETTMANN, B.B.; DARWIN, D.; DANAHEY, R.C. **Bond of reinforcement to superplasticized concrete**. ACI Journal Proceedings. 83 ed. 1986. p. 98 – 107.

BEHLOUL, M; BERNIER, G.; CHEYREZY, M. **Tensile Behavior of Reactive Powder Concrete (RPC)**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF HIGH STRENGTH / HIGH PERFORMANCE CONCRETE. 4ed. 1996. Paris, France. p. 1375 – 1381.

BIZ, C. E. **Concreto de pós reativos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual de Campinas. – Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2001.

BONNEAU, O. *et al.*. **Reactive powder concretes: from theory to practice**. Concrete International. 1996. 18 ed. p. 47-49.

BONY, J.C.; CLAUDE, G.; SORETZ, S. **Comparaison des essais d'adhérence par flexion (beam test) et par traction (pull – out test)**. Matériaux et Construtions, 6 (35). p. 395 – 401. 1973.

CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas**: Dissertação (mestrado em Engenharia). Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul., 2008.

CASTRO, C. M. **Concreto de Alto Desempenho: Estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas**. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 2002.

CHAPMAN, R.A.; SHAH, S.P. **Early-age bond strength in reinforced concrete**. ACI Materials Journal. 84 ed. 1987. p. 501 – 510.

CHRIST, R. **Desenvolvimento do concreto de pós reativos com materiais do estado do Rio Grande do Sul**. Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2011.

CIVILIZAÇÃO ENGENHEIRA. **Concreto de Ultra Alto Desempenho**. Grupo Pet Civil UFC. 2012. Disponível em: <https://civilizacaoengenheira.wordpress.com/2012/11/21/concreto-de-ultra-alto-desempenho/>. Acesso em: abril 2017.

CLARK, A.P. **Bond of concrete reinforcing bars**. ACI Journal. 46 ed. 1949. p. 161 – 184.

CLARK, A.P. **Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars**. ACI Journal Proceedings. Michigan, 18 ed. 1946. p. 381 – 400.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB FIP Model Code 1990. **Bulletin d'information**, p. 203-205.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON: RILEM/ CEB/ FIP. **Concrete Reinforcement Technology**, Paris, Georgi Publishing Company, 1983.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6: **Bond test for reinforcing steel - 1 - pull-out test**. Paris: CEB, 1983

COPOLLA, L. *et al.*. The influence of materials on the performance of reactive powder concrete. In: **International Congress on High-Performance Concrete, Performance and Quality of Concrete Structures**. Florianópolis. High Performance Concrete, 1996, p.502-513.

COUTO, I. A. **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero**. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. Pós-graduação da Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2007.

DARWIN. S.L. *et al.*. **Development length criteria**: bars not confined by transverse reinforcement, ACI J 19. 1992. p. 709-720.

DE LARRARD, F.; SCHALLER, I.; FUCHS, J. **Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete.** ACI Materials Journal, 1993. V. 90, P.333-339

DE NARDIN S.; ALMEIDA FILHO, F. M.; OLIVEIRA FILHO, J.; HAACH, V. G.; EL DEBS, A. L. H. C. **Non linear analysis of the bond strength behavior on the steel-concrete interface by numerical models and pull-out tests.** In: ASCE Congress: Structures 171, n. 107. 2005.

DUCATTI, V.A. **Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura.** Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 1993. 259p.

DUGAT, J.; FROUIN, L.; CLAVAUD, B.. **RPC: Microstructure analysis.** In: International Symposium of High Stength/high performance, 4, Paris, France. Anais... Paris. 1996. p. 1351-1357.

DUMÊT, T.B. **Aderência de cordoalhas em concretos em alta resistência com e sem fibras de aço.** Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2003. 330p.

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E.P.; BERTERO, V.V. **Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations.** Report No. UCB/EERC 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. 1983. 162p.

ENGSTRÖM, B.; MAGNUSSON, J.; HUANG, Z. **Pull-out Bond Behaviour of Ribbed Bars in Normal and High-Strength Concrete with Various Confinements.** In: Bond and Development of Reinforcement. A Tribute to Dr. Peter Gergely. ACI Special Publication, SP – 180, 1998, pp. 215-242.

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 2: Design of concrete structures.** 2002. Brussels, Belgium.

FÉDÉRATIONS INTERNATIONALE DU BÉTON (fib): **Model Code 2010.** Draft Model Code. Bulletin 55, Lausanne. 1ed. 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib): **Model Code 2010.** Final Draft, vol. 1, Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, 2012, 350 p.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON (fib): **Bond of reinforcement in concrete: State-of-art report,** Bulletin 10. Ed. by Fib Task Group 4/2 bond models, Convener Ralejs Tepfers, 2000. 427p.

FERNANDES, R. M. **A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2000. 155 p.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto.** São Paulo: PINI, 1995. p. 1-265.

GOTO, Y. **Cracks formed in concrete around deformed tension bars**. ACI Journal Proceedings. 68 ed. 1971. p. 244 – 251.

HAMAD, B.S.; ITANI, M.S. **Bond Strength of Reinforcement in High-Performance Concrete: The Role of Silica Fume, Casting Position, and Superplasticizer Dosage**. ACI Materials Journal. 95ed. 1998.

HANSEN, E. A.; THORENFELDT, E. **Bond properties of deformed reinforcement bars in high strength concrete**. Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength High Performance Concrete. Proceedings, Vol 3. Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, 1996. p. 1104 – 1145.

HARAJLI, M.H. **Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete**. ACI Structural Journal. 91 ed. 1994.

HASSAN, A. M. T. **Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete for Highway Bridge Applications**. Tese. (Doctor in Philosophy). University of Liverpool, 2003.

HOLSCHEMACHER, K.; WEIßE, D.; KLOTZ, S. **Bond of Reinforcement in Ultra High Strength Concrete**: Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Germany: Kassel, 2004.

HUANG,Z.; ENGSTROM,B.; MAGNUSSON, J. **Experimental and analytical studies of the bond behavior of deformed bars in high strength concrete**. 4th International Symposium on Utilization of high Strength/High Performance Concrete – BHP 96, Paris. 1996. p.115-1124.

ICHINOSE, T. *et al.*. **Size effect on bond strength of deformed bars**. Construction and Buildings Materials. 2004. 18 ed. p. 549 – 558.

KOREA CONCRETE INSTITUTE. **Concrete Structure Standards Commentary**. 2008. p. 1-600.

JACINTHO, A.E.P.A.; GIONGO, J.S. **Resistência mecânica do concreto**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005.

JAPAN CONCRETE INSTITUTE STANDARD, **Method of Test for Load-Displacement Curve of Fiber Reinforced Concrete by Use of Notched Beam**, JCI-S-002-2003, 2003, 6 p.

JOSÉ, J.C.; PICCININI, Â.C. **Análise da substituição parcial do cimento portland pela escória de alto forno no concreto de pós reativos – cpr com e sem fibras metálicas**. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense. Criciúma, SC. 2018.

KEMP, E.L.; WILHELM, W.J. **Investigation of the parameters influencing bond cracking**. ACI Journal Proceedings. 76 ed. 1979. p. 47-71.

KWAK, H. G.; KIM, S. P. **Bond-slip behavior under monotonic uniaxial loads**. Engineering structures, vol 23, p. 298-309. 2001.

LEONHARDT, F.; AND MÖNNIG, E. **Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado - Vol. 1.** 1 ed. 1977 - 2ª reimpressão 1982. Rio de Janeiro. 305 p.

LESTANDER, U. **Bond properties of high performance concrete, pull out test with monotonically increasing loads.** Lulea University of Technology, Master's Thesis, 1993.

LORRAIN, M.; BARBOSA, P. M. **Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto.** 51. ed. São Paulo: Revista do IBRACON, Concreto e Construções, 2008.

LORRAIN, M.S.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L.C.P. **Estimation of compressive strength nades on Pull-Out bons test results for on-site concrete quality control.** IBRACON Structures and Materials Journal. 2011. ed. 4.

LUBBERS, A. R. **Bond Performance Between Ultra-High Performance Concrete and Prestressing Strands.** Tese para obtenção de Master of Science. Faculty of The Fritz J. and Dolores H. Russ College of Engineering and Technology of Ohio University. 2003. Disponível em: https://etd.ohiolink.edu/rws_etd/document/get/ohiou1070570269/inline. Acesso em 31 de maio 2017.

LUTZ, L.A.; GERGELY, P. **Mechanics of bond and slip deformed bars in concrete.** ACI Journal Proceedings, Michigan, 64 ed. 1967. p. 711-721.

MAGNUSSON, J. **Bond and anchorage of deformed bars in high-strength concrete.** Chalmers University of Technology, Division of concrete structures, Goteborg, 1997. 234p.

ONER, A; AKYUZ S. **An experimental study on optimum usage of GGBS for the compressive strength of concrete.** Cement & Concrete Composites. Science Direct. 29. ed. 2007. p. 505–514.

ORANGUN, C.O.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E. **A reevaluation of test data on development length and splices.** ACI Journal Proceedings. 74 ed. 1977. p.114 – 122.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced Concrete Structures.** John Wiley & Sons. 1975. 769 p.

PINI. Revista técne. 2009. 150 ed. Disponível em: <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/150/artigo285469-1.aspx>. Acesso em abril 2017.

POP, I. *et al.* **Bond between powder type self-compacting concrete and steel reinforcement.** Construction and Building Materials. 41 ed. 2013. p. 824 – 833.

REHM, G. On the basic behaviour of bond between steel and concrete. **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton**, n.138. 1961.

REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. Einfluss von dauerlast und ermüdungsbeanspruchung das rissverhalten von stahlbetonbauteilen unter ubernoiegender beige beanspruchung. CEB, Bulletin d'Information n.89 apud FUSCO (1995). 1973.

REINECK, K. H.; GREINER, S. **Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete designing hot-water tanks and UHPFRC-shells**. Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Germany: Kassel, 2004. p. 1-1.

RESPLENDINO, J. **Les bétons fibrés ultra performants (BFUP). Perspectives offertes vis-à-vis de la pérennité et la maintenance des ouvrages**. In: Colloques sur les Ouvrages d'Art, Toulouse, 2006. Disponível em: <http://www.le-pont.com/Histo/programme/interventions/lcpc/J%20Resplendino-2.pdf>. Acesso em: maio 2011.

REYES, F.E.G. **Análise da aderência entre barras de aço e concretos (CC, CAA E CAAFA), sob influência de ações monotônicas e cíclicas**. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. Pós-graduação da Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2009.

RIBEIRO, J.L.D. **Análise experimental dos fatores que influenciam a aderência em barras nervuradas**: Dissertação de Mestrado. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1985. p. 1-180.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. **Composition of Reactive Powder Concretes**: In: Cement and Concrete Research. 25. ed. 1995. p. 1501-1511.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. **Reactive Powder Concretes with High Ductility and 200-800Mpa Compressive Strength. Concrete Technology Past, Present, and Future**. In: V. MOHAN MALHOTRA SYMPOSIUM, ACI SPRING CONVENTION, SP 144-24. 1994. p. 507 – 518.

ROJAS, R. **Estudio experimental y numérico de vigas usando Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC)**. Tesis de Doctorado en Ingeniería Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área Estruturas, PPGEC-UFRGS, Porto Alegre. 2019. 251 p.

ROJAS, R. *et al.* **Estudio experimental de mezclas de concreto para producir UHPFRC usando materiales sustentables**. XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Lima, Peru. 2018.

ROSSI, N. **Resistência de aderência concreto-aço**: efeitos da resistência à compressão do concreto e do comprimento de aderência. Dissertação (mestrado). Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. Campinas, 2002.

ROTS, J.G. Bond of reinforcement. In: ELFGREN, L. **Fracture mechanics of concrete structures: from theory to applications**. Report of the Technical Committee 90 – FMA Fracture Mechanics to Concrete – Applications, RILEM, Suffolk: St. Edmund Press Ltd, ISBN: 0-412-30680-8. 1989. p. 245 – 262.

SALARI, M. R.; SPACONE, E. Finite element formulations of one dimensional elements with bond-slip. Engineering Structures, Vol. 23, p. 815 – 826. 2001.

SANTANA, I. V. **Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência**. Dissertação

de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2014. 248 p.

SCOTT, B. D.; PARK, R.; PRIESTLEY, M. J. N. **Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates**. Journal of ACI, vol 79, p. 13-27. 1982.

SILVA, B. V. *et al.*. **Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto. Parte 2: APULOT**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 7, 2014.

SILVA, B.V. **Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, UNESP, 2010.

SILVA, B. V. **Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto**. Tese (doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC. Porto Alegre. 2014. 281p.

SINDUSCON-PREMIUM. **Desenvolvimento de estrutura inovadora a base de concreto de pós reativos (CPR)**. SINDUSCON-PREMIUM. Construtora Premold LTDA. 2013.

SHEKARCHIZADEH, M. *et al.*. **Optimizing mix proportions of Normal Weight Reactive Powder Concrete with Strengths of 200-350 MPa**: Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Germany: Kassel, 2004. p. 133-142.

SORETZ, S. **A comparison of beam test and pull-out tests**. *Matériaux et Constructions*, 5(28): 261 – 4. 1972.

SORETZ, S.; HOLZENBEIN, H. **Influence of rib dimensions of reinforced bars on bond and bendability**. ACI Structural Journal. 76 ed. 1979. p. 111 – 127.

SOROUSHIAN, P. CHOI, K.B. Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**. 1989. 86 ed. p. 915-922.

SOROUSHIAN, P. *et al.*. **Bond of deformed bars to concrete: effects to confinement and strength of concrete**. ACI Materials Journal. 88 ed. 1991. p. 227 – 232.

SUN, M., GAO R., LI, A., WANG Y. **Bond of reinforcement in reactive powder concrete: experimental study**. ECCOMAS Congress. VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. Crete Island, Grécia, 2016. p.5-10.

TASSIOS, T.P. **Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions**. AICAP – CEB symposium, v.1. State of art reports – CEB – Buletin d'information n. 131. Roma, 1979. p. 67 – 122.

TEPFERS, R. **Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars**. Magazine of Concrete Research. 31 ed. 1979. p. 3 – 12.

TORRE-CASANOVA, A. et al. **Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure**. 97 ed. Engineering Fracture Mechanics. 2013. p. 92–104

TUTIKIAN, B.f.; ISAIA, G.C.; HELENE, P. **Concreto: Ciência e Tecnologia: Concreto de Alto e Ultra Alto Desempenho**. São Paulo: IBRACON, 2011.

ULTRA HIGH-PERFORMANCE CONCRETE. **What is ...?** Disponível em: <http://www.unikassel.de/hrz/db4/extern/wdbubc/index_was_ist_uhpc_en.php>.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

VANDERLEI, R. D.; GIONGO, J. S. **Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas**. Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos, v. 8, n. 33, p. 115 a 148. 2006.

WALRAVEN, J. The evolution of concrete. **Structural Concrete**. Lausanne: Fédération Internationale du Béton, 1999. v. 1, p. 3-12.

WANG, H. **An analytical study of bond strength associated with splitting of concrete cover**. Engineering Structures. 31 ed. 2009. p. 968 – 975.

WILL, N. **Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung**. RTWH Aachen, 1997.

YANG, S. *et al.*. **Influence of aggregate and curing regime on the mechanical properties of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPC)**. 23. ed. Construction and Building Materials-Elsevier, 2008. p. 2291-2298.

ZSUTTY. **Empirical study for bar development behavior**. J Struct. Eng. ASCE 111. 1985. p 205-219

ZUO, J.; DARWIN, D. **Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high strength concrete**, ACI Struct. J. 97 (4). 2000. p. 630 – 641.