

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

**Proposição de um teste de aderência apropriado para controle
tecnológico da resistência à compressão do concreto**

Bruno do Vale Silva

Porto Alegre
2014

BRUNO DO VALE SILVA

**PROPOSIÇÃO DE UM TESTE DE ADERÊNCIA
APROPRIADO PARA CONTROLE TECNOLÓGICO DA
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO**

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

Porto Alegre

2014

Silva, Bruno do Vale

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto / Bruno do Vale Silva. -- 2014. 241 f.

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.
Coorientadora: Mônica Pinto Barbosa.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2014.

1. aderência aço-concreto. 2. resistência à compressão do concreto. 3. controle tecnológico em campo. 4. ensaios tipo push-in e pull-out. I. Pinto da Silva Filho, Luiz Carlos, orient. II. Pinto Barbosa, Mônica, coorient. III. Título.

BRUNO DO VALE SILVA

**PROPOSIÇÃO DE UM TESTE DE ADERÊNCIA
APROPRIADO PARA CONTROLE TECNOLÓGICO DA
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de 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, 27 de Junho de 2014

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD., University of Leeds

orientador

Profª. Mônica Pinto Barbosa (UNESP)
Dra., Institut National Des Sciences
Appliquées de Lyon
co-orientadora

Prof. Armando Miguel Awruch
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr., Universidade de São Paulo

Profª. Ângela Gaio Graeff (UFRGS)
Dra., University of Sheffield

Profª. Maria Teresa Gomes Barbosa (UFJF)
Dra., Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho à Priscila de Cássia Pinheiro Castilho
que amo tanto.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus que me tem proporcionado todas as condições de trabalho e saúde, em quem creio ser o responsável pelo sucesso em todas as etapas deste trabalho.

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela bolsa de estudos concedida que possibilitou a minha total dedicação a pesquisa.

Ao Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, pela oportunidade ímpar de orientação, amizade, dedicação e sobretudo pelos valiosos ensinamentos e confiança adquirida ao longo do tempo de doutorado.

À Profa. Mônica Pinto Barbosa, que vem acompanhando meus passos de pesquisador desde minha iniciação científica até o doutorado, pela amizade, dedicação, ensinamentos, experiência de vida e pesquisa e, sobretudo pela confiança adquirida ao longo dos anos.

Aos professores que participaram e contribuíram para as correções deste trabalho nas bancas de qualificação e defesa: Prof. Américo Campos Filho (UFRGS); Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG); Prof. Fernando Pelisser (UNESC); Prof. Jean Marie Désir (UFRGS); Profa. Ângela Gaio Graeff (UFRGS) e Profa. Maria Teresa Gomes Barbosa (UFJF).

Ao grande amor da minha vida, Priscila de Cássia Pinheiro Castilho, que me apóia e auxilia em todos os aspectos. Pela sua companhia, compreensão e fundamental apoio na revisão ortográfica do texto durante todo o período de seu desenvolvimento.

À minha família pela ajuda e compreensão. Especialmente a meu pai, Arcênio Pereira da Silva Netto, minha mãe, Vânia Maria do Vale Pereira da Silva (*in memoriam*) e a meu irmão Fabrício do Vale Silva. Aos meus queridos avôs Agenor do Vale e Augusta Martins do Vale pelo apoio e preciosos ensinamentos.

À equipe de alunos, pesquisadores, professores, técnicos, secretaria e funcionários do LEME (Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais), pela amizade adquirida e apoio na realização deste trabalho. Victor Dal Bosco; Josué Chies; Vitor Perrone; Ângela Graeff; Alexandra Passuello; Alexandre Lorenzi; Luciani Lorenzi; Prof. João Campagnolo; Prof. Dario Klein; Eurípedes Fontes; Edgar Lucas; Flávio Lima; José Orvander; Leticia Maré, Daiane Mattos, Sandra; Fabio Magalhães; Jacinto de Almeida; Valdith Jerônimo; Luiz Ailton Souza; Lucas Reginato; Lucas Giroto; Luciane Caetano; Luiza Pacheco, Maria Vânia Peres; Josiane Scotton; Josiane Gasperin; Rafael Fávero; Camila Simonetti; Diego Guimarães; Fabiano Holtz, Marcelo Argenton, Marcos, Pedro, Paulete Schwetz; Cristiane Pauletti; Gisele Lamb; Sergio Gavilan; Sergio Salinas; Deise Adamatti; Morgane Bigolin; Tamara Baggio; Edna Lucas; Juliana Antoniazzi; Paula Troian; Kássio Stein, Débora Righi; Fernanda Bianchi; Uziel Quinino; Lisandra Krebs; Rafaela de Andrade; Suriane Silva; Isaltino Avelino; Gabriel

Perera; Michael Parisotto; Vitor Linhares; Anielle Schulte; Ettore Arpini; Livia Ferreira; Lucas Aragão; Lucas Ribeiro; Ricardo Sasso; Taís Junges; Vinícius Marques.

Ao Victor Dal Bosco pela importante participação de grande parte da pesquisa, na elaboração do molde, concretagens, ideias e conceitos. Ao Josué Chies e Rudimar Chies pela ajuda e idéias fundamentais na implementação do método em canteiro de obras e disponibilização de canteiro de obras. Ao Fábio Magalhães pelos conceitos e ideias sobre o Teste de Kolmogorov-Smirnov. Ao Sergio Gavilan pelas ideias, conceitos e debates para a continuidade da pesquisa em sua tese de doutorado. À Luciane Caetano, Maria Vânia Peres, Tamara Baggio pelo apoio e companheirismo desde os primeiros contatos com o LEME. Ao Jacinto de Almeida e Lucas Girrotto pelo apoio e desenvolvimento de trabalhos em conjunto. Ao Alexandre Lorenzi e ao Prof. Jean Marie Désir pelas excelentes ideias e experiências sobre análises não-lineares e arranjos experimentais. À Deise Adamatti pela total disponibilização de um canteiro de obras para aplicação do método. Ao Eurípedes Fontes, Edgar Lucas e José Orvindir pela fundamental ajuda na parte prática laboratorial do trabalho. Ao Michael Parisotto e Vitor Linhares pela ajuda na realização de parte do programa experimental. Ao Vitor Perrone pelo auxílio com os equipamentos de aquisição de dados. À Josiane Scotton pelo excelente desenvolvimento de TCC sobre o tema. Aos Professores Michel Lorrain e William Prince Agbodjan pela oportunidade da realização de Workshop no INSA-Rennes/França para o debate sobre as linhas de pesquisas do grupo, em conjunto com Ângela Graeff, Luciane Caetano e Cristiane Pauletti. À Profa. Mônica Barbosa e a Luiza Pacheco pela excelente organização do 1º Workshop APULOT Brasil realizado no LEME/UFRGS em conjunto com outras universidades UNESP/Ilha Solteira, PUC/Campinas, CEFET/MG e FIUNA/Paraguai.

À Secretaria do PPGE/UFRGS, Ana Luiza de Oliveira, Carmen Rodrigues e Liliani Gaeverzen pela amizade e apoio na organização da documentação em todo o processo de doutorado.

À Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), onde ministrei aulas no curso de Engenharia Civil, pelo total apoio durante a realização do meu doutorado. Especialmente ao Prof. Alexandre Vargas; Prof. Fernando Pelisser; Gissele Tavares; Prof. Marcio Vito, Profa. Ângela Picinini e Profa. Daiane dos Santos. À todos alunos pelo apoio e compressão e aos meus orientandos pelos excelentes trabalhos desenvolvidos neste período: Felipe Basquioto, Alceu Ramos, Mateus Hoffmann, Rosana Hahn, Rafael Nuernberg, João Daitx; Paula Dal Pont; Andressa Cesário, Francielle Fernandes, Angélica Costa e Renan Feltrin.

À engenheira Margarete Elisa Cerutti, em nome da empresa Arcelormittal, pela doação de todo aço CA-50 utilizado nesta pesquisa.

Ao LSdM (Laboratório de Design e Seleção de Materiais), especialmente à Lara Gomes e ao Prof. Wilson Kindlein Jr. que ajudaram a realizar a caracterização geométrica com scanner a laser nas barras de aço.

A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar,
não seremos capazes de resolver os problemas causados
pela forma como nos acostumamos a ver o mundo.

Albert Einstein

O que sabemos é uma gota; o que ignoramos é um oceano.

Isaac Newton

RESUMO

SILVA, B. V. Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta pesquisa propõe-se estudar a viabilidade de um ensaio de aderência aço-concreto apropriado (*Appropriate Bond Test* - ABT) para estimativa da resistência à compressão axial do concreto, objetivando empregá-lo como complemento ao controle de qualidade do concreto armado em campo. Originalmente os autores Lorrain e Barbosa (2008) apresentaram a utilização de um ensaio de aderência apropriado, denominado APULOT, para estimar a resistência à compressão do concreto, aumentando as possibilidades de controle tecnológico do concreto armado em canteiros de obras. Os mesmos propõem uma adaptação do método pull-out test (POT) tradicional, normalizado pela RILEM CEB/FIP RC6:1983, por ser este um ensaio de baixa complexidade e de custo reduzido. Para viabilizar o uso de um ensaio de aderência apropriado como ensaio de controle tecnológico do concreto em canteiro de obras é necessário definir um padrão para o mesmo e adaptá-lo da prática experimental do laboratório para o campo. O presente trabalho buscou avaliar os seguintes parâmetros: (1) Tipo de carregamento do ensaio (pull-out e push-in); (2) Influência do tipo de configuração geométrica das barras de aço; (3) Análises da preparação, moldagem, cura e estocagem dos corpos de prova do ABT; (4) Análises quanto à execução do ABT referentes à idade de ruptura, taxa de carregamento e tipo de ruptura; (5) Implementação do ABT em canteiro de obras, avaliando a sua potencialidade de efetuar estimativas da resistência à compressão a partir dos dados da tensão de aderência. Para tanto, foram ensaiadas 26 composições de concreto de classes distintas, com idades entre 3 e 28 dias. Foram, ainda, testadas 8 configurações distintas de barras de aço com diâmetros nominais de 8 e 12,5 mm. Os resultados obtidos mostram que, sob condições padronizadas de ensaio e adotando os coeficientes adequados, a correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão do concreto é satisfatória, fortalecendo o propósito de consolidar este ensaio como uma alternativa complementar para controle de qualidade do concreto armado.

Palavras-chave: aderência aço-concreto, resistência à compressão do concreto, controle tecnológico em campo, ensaios tipo push-in e pull-out.

ABSTRACT

SILVA, B. V. Proposal of an appropriate bond test for the technological control of the compressive strength of the concrete. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This research proposes a study on the feasibility of bond test steel-concrete appropriate (Appropriate Bond Test - ABT) to estimate the compressive strength of concrete, aiming to use them as a supplement in the quality control of concrete in situ. Originally the authors Lorrain and Barbosa (2008) proposed the use of a modified bond test, called APULOT to estimate the compressive strength of the concrete, increasing the possibilities for technological control of reinforced concrete on construction sites. They propose an adaptation of the traditional method pull-out test (POT), normalized by the CEB / FIP RC6: 1983, because it is a test of low complexity and low cost. To enable the use of the test as a test technological control of concrete in construction site is necessary to define a standard for yourself and adapt it practice experimental laboratory to the field. This study evaluated the following parameters: (1) Type of load test (pull-out and push-in); (2) Influence of the type of geometric configuration of steel bar; (3) Analyses of preparation, molding, curing and storage of specimens of ABT; (4) Review of the implementation of ABT on age rupture, loading rate and type of fracture; (5) Implementation of ABT in construction site, evaluating its potential to make estimates of compressive strength from the data of bond stress. Therefore, 26 different compositions of concrete classes, aged between 3 and 28 days, were tested. Were also tested 8 different configurations of steel bars with nominal diameters of 8 and 12.5 mm. The results indicate that, under standard testing and adopting the appropriate coefficients conditions, the correlation between the maximum bond stress and the compressive strength of concrete is satisfactory, strengthening the purpose of consolidating this test as a complementary alternative to quality control reinforced concrete.

Key-words: Bond steel-concrete, compressive strength of concrete, maximum bond stress, control technology in situ, push-in test and pull-out test.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABELAS	XXII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XXVII
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA.....	1
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA DE PESQUISA.....	3
1.3 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS.....	3
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	4
2 CONTROLE DE QUALIDADE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	5
2.1 MÉTODOS APLICADOS PARA O CONTROLE DA QUALIDADE DO AÇO E CONCRETO.....	8
2.1.1 Controle de qualidade das barras de aço das armaduras de concreto armado.....	10
2.1.2 Controle de qualidade do concreto.....	14
2.2 AVALIAÇÕES DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	17
2.2.1 Principais fatores que influenciam no controle da resistência à compressão do concreto	22
2.3 A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES E AS TÉCNICAS DE AVERIGAÇÃO DA RESISTÊNCIA.....	32
2.3.1 Correlação entre os resultados de ensaios complementares e a estimativa da resistência à compressão do concreto.....	34
3 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO E SUA RELAÇÃO COM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	49
3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO SOBRE O TEMA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO.....	49

3.2 HISTÓRICO SOBRE AS PESQUISAS DOS FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA, COM ENFOQUE PARA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	53
3.2.1 Configuração geométrica das barras	64
3.2.2 Adensamento do concreto	70
3.2.3 Disposição da barra na hora do lançamento do concreto - horizontal ou vertical...	72
3.2.4 Taxa de carregamento e idade de ruptura.....	75
3.2.5 Confinamento da barra de aço.....	77
3.3 MODELOS MATEMÁTICOS DE PREDIÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	81
3.4 MÉTODOS EXPERIMENTAIS PARA A ANÁLISE DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO.....	88
3.4.1 Ensaio de arrancamento direto (pull-out test) e o ensaio tipo push-in	89
3.5 PROJETO APULOT: PROPOSIÇÃO DE UM MÉTODO PARA COMPLEMENTAR O CONTROLE DE QUALIDADE DO CONCRETO ARMADO COM BASE NA ADERÊNCIA.....	99
3.5.1 Histórico da metodologia APULOT.....	100
3.5.2 Contribuição deste trabalho à implementação de um ensaio apropriado de aderência (Appropriate Bond Test - ABT)	106
4 ESTRATÉGIA EXPERIMENTAL.....	110
4.1 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS EM LABORATÓRIO NA ANÁLISE DA METODOLOGIA.....	111
4.2 ADAPATAÇÃO DE UM MOLDE CILÍNDRICO PARA OS APPROPRIATE BOND TESTS (ABT).....	118
5 ANÁLISE DAS VARIÁVEIS INERENTES AO MÉTODO (ABT)	124
5.1 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS DE ENSAIO PUSH-IN E PULL-OUT PARA O ABT.....	124
5.1.1 Resultados da comparação entre os tipos de ensaios.....	127

5.2 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DAS BARRAS DE AÇO NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA.....	133
5.2.1 Resultados dos ensaios tipo pull-out	136
5.2.2 Resultados dos ensaios tipo push-in	142
5.3 ANÁLISE DE PARÂMETROS INERENTES A PREPARAÇÃO, MOLDAGEM, CURA E ESTOCAGEM DOS CORPOS DE PROVA DESTINADOS AO ABT TIPO PUSH-IN.	145
5.3.1 Preparação do molde.	145
5.3.2 Preparação das barras de aço.....	147
5.3.3 Moldagem e Adensamento do concreto no molde.	148
5.3.4 Desmoldagem e Estocagem e cura dos corpos de prova.....	151
5.4 ANÁLISE DE PARÂMETROS INERENTES À EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA.....	155
5.4.1 Idade de ruptura.....	156
5.4.2 Taxa de carregamento.....	163
5.4.3 Tipo de ruptura do corpo de prova	167
6 VERIFICAÇÃO DA AMPLITUDE MÉTODO "ABT" PROPOSTO.....	169
6.1 ANÁLISE DE CONCRETOS NÃO CONFORMES NA RESPOSTA DO ENSAIO DE ADERÊNCIA.....	169
6.2 IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO EM CANTEIRO DE OBRAS.....	172
6.2.1 Canteiro de Obra 1.....	176
6.2.2 Canteiro de Obra 2.....	179
6.2.3 Canteiro de Obra 3.....	182
6.2.4 Canteiro de Obra 4.....	186
6.2.5 Análise dos resultados em campo do ABT.....	189
7 ANÁLISE E PROPOSTA PARA PADRONIZAÇÃO DO MÉTODO DE ENSAIO.....	196
7.1 ANÁLISES GERAIS DO MÉTODO.....	196

7.1.1 Análise linear.....	199
7.1.2 Análise não-linear.....	204
7.1.3 Análise não-linear com dados da literatura.	207
7.1.4 Verificação de distribuição normal (Teste de Kolmogorov-Smirnov).....	215
7.1.5 Variabilidade do ensaio e estimativa da resistência característica pelo ABT.	218
7.2 PADRONIZAÇÃO e ROTEIRO PARA IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO DE ENSAIO.....	220
8 CONCLUSÕES.....	222
8.1 CONCLUSÕES FINAIS	222
8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	225
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	226

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Descrição das metas a serem atingidas em cada etapa do processo de controle da qualidade na construção civil. (HELENE E TERZIAN, 1992)	5
Figura 2.2 - Desenho esquemático demonstrando os fatores inerentes a qualidade da estrutura de concreto. (BATLOUNI NETO, 2011)	6
Figura 2.3 - Parâmetros de uma distribuição normal, mostrando a formulação para população e amostra. (FUSCO, 2011)	9
Figura 2.4 – Desenho esquemático de uma barra de aço (ABNT NBR 7480:2007).....	11
Figura 2.5 - Limite superior e inferior para a massa por unidade de comprimento. (a) Fios de aço; (b) Barras de aço.....	12
Figura 2.6 - Esquema mostrando as principais normas e ensaios recomendados para barras e fios de aço destinados às estruturas de concreto.	13
Figura 2.7 - Esquema mostrando a hierarquia das principais normas e ensaios recomendados para estruturas usuais de concreto. (BATTAGIN, 2011)	15
Figura 2.8 - Alguns fatores que influenciam a resistência do concreto. (ACI 214R:2002). 18	
Figura 2.9 - Ajuste de uma distribuição normal a resultados de ensaios de resistência à compressão do concreto. (ACI 214R-02:2002)	19
Figura 2.10 - Resumo do esquema de controle da ABNT NBR 12655:2006.....	21
Figura 2.11: (a) Foto do esquema do ensaio de compressão com papel carbono. Imagens escaneadas correspondentes aos topos dos corpos-de-prova: (b) Regularização com neoprene; (b) Retificado; (c) Capeamento com enxofre. (JERÔNIMO ET AL. (2011))....	26
Figura 2.12 - Relação da perda de área de contato e a diminuição da resistência à compressão do concreto. (JERÔNIMO et. al. (2011))	27
Figura 2.13 - Comparação entre os resultados de resistência à compressão para os diferentes tipos de regularização e composições de concreto. (CHIES, 2011)	28

Figura 2.14 - Envoltório metálico utilizado para o confinamento do neoprene. (JERÔNIMO et. al. (2011) e CHIES et al. (2013))	28
Figura 2.15 - Resultados de resistência à compressão na sequência de ruptura. (CHIES et al. (2013)).....	29
Figura 2.16 - Comportamento da fissuração em corpo de prova de concreto (a) sem restrição e (b) com restrição. (JACINTO e GIONGO, 2005).....	30
Figura 2.17 - Modos de ruptura dos corpos de prova de concreto no ensaio de compressão (a) aparente e (b) real. (FUSCO, 1995)	30
Figura 2.18 - Efeito da velocidade de carregamento na resistência e deformação do concreto.(CAMACHO, 2006).....	31
Figura 2.19 - Ordem de análise para averiguações de concretos não-conformes. (SILVA FILHO e HELENE, 2011)	33
Figura 2.20 - Principais ensaios utilizados para averiguação da resistência do concreto....	34
Figura 2.21 - Curva típica de correlação obtida por esclerometria. BUNGEY (2006)	38
Figura 2.22 - Efeito da proporção dos materiais de diferentes concretos (cimento: agregado miúdo: agregado graúdo) sobre a relação entre a VPU e a resistência à compressão. (JONES, 1962 <i>apud</i> MALHOTRA E CARINO, 2004)	39
Figura 2.23 - Exemplo de correlação utilizando o método combinado "SONREB" para um determinado tipo de agregado e idade. (MALHOTRA E CARINO, 2004)	40
Figura 2.24 - Sistemática de funcionamento do ensaio de arrancamento de pino. (MALHOTRA E CARINO, 2004)	41
Figura 2.25 - Exemplo de aplicação da correlação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão, mostrando o efeito de diferentes calibrações realizadas em laboratório e em campo, utilizando cubos de 150 mm ou na própria estrutura de concreto. (BUNGEY, 2006).	42

Figura 2.26 - Coeficiente de variação para o ensaio de arrancamento de pino (pull-out) com diferentes tipos de agregados. (STONE et al., 1986 <i>apud</i> MALHOTRA E CARINO, 2004).	42
Figura 2.27 - Esquema do funcionamento do ensaio de penetração de pino. (BUNGEY, 2006).....	43
Figura 2.28 - Efeito de diferentes tipos de agregados graúdos sobre a relação entre o comprimento exposto de pino e a resistência à compressão. BUNGEY (2006)	44
Figura 2.29 - Variabilidade do coeficiente de tolerância K para cada nível de confiança. (baseado na ASTM 228.1R, 2003)	46
Figura 2.30 - Relação entre o número de ensaios e a resistência média com a resistência característica estimada. (baseado na ASTM 228.1R, 2003).....	46
Figura 3.1 - Configuração global de uma estrutura de concreto armado com problemas de aderência aço-concreto. Detalhe 1 - Deslocamento local da armadura. Detalhe 2 - Fissuração do concreto devido a sollicitação da aderência, mostrando os detalhes das nervuras e agregados. (Adaptado de LOWES.1999).....	50
Figura 3.2 - Típicos problemas provocados por falhas de aderência aço-concreto. (FIB, 2000)	51
Figura 3.3. Representação esquemática das parcelas da aderência aço-concreto. (a) Adesão química; (b) Atrito e (c) Mecânica. (ACI 408:1992).....	51
Figura 3.4 - (a) Rugosidade superficial de fios e barras lisas (BARBOSA, 2002) e (b) possível teste para verificação da aderência por adesão química (FUSCO, 1995).....	52
Figura 3.5 - Ilustração da parcela da aderência por atrito. (FUSCO, 1995).	52
Figura 3.6 - Ilustração da parcela de aderência por interação mecânica. (FUSCO, 1995)..	53
Figura 3.7 - Ilustração das parcelas de aderência agindo durante uma sollicitação de arrancamento de uma barra de aço. (WANG, 2009).	53
Figura 3.8 - Evolução da quantidade de artigos sobre aderência aço-concreto em 345 artigos analisados pelo Instituto de Concreto Armado do Japão. (SATO et al., 2012)	54

Figura 3.9 - Modelo dos ensaios realizados por Kollbohm e Mautner (1909). (a) Push-in test; (b) Pull-out test e (c) Beam test.....	55
Figura 3.10 - Modelo e distribuição das tensões no corpo de prova para o ensaio pull-out utilizado por Abrams (1913). (Modelo pull-out cúbico - h~200mm).....	55
Figura 3.11 - Configurações geométricas das barras de aço utilizadas por Abrams (1913).	56
Figura 3.12 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência máxima de aderência aço-concreto. (ABRAMS, 1913)	56
Figura 3.13 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e o consumo de cimento pela resistência máxima de aderência aço-concreto. (MENZEL, 1939).....	58
Figura 3.14 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência de aderência aço-concreto em 0,1 mm de deslocamento. (RUSH, 1956)	58
Figura 3.15 - Gráfico demonstrando a diferença entre a tensão de aderência considerada nos projetos estruturais de concreto armado (τ_{bd}) e a tensão máxima ($\tau_{b\max}$) obtida experimentalmente. (LINDORF, 2010).....	60
Figura 3.16 - Curva típica de tensão-deslizamento obtida em ensaios monotônicos de aderência. (FIB, 2010)	61
Figura 3.17 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a tensão de aderência (SOROUSHIAN et al., 1991).....	62
Figura 3.18 - Modelo de ensaio tipo pull-out utilizado Magnusson (1997).	63
Figura 3.19 - Comparações e resultados obtidos por Magnusson (1997).....	63
Figure 3.20 – Desenho esquemático da barra de aço. (ISO 15630-1:2010).	66
Figura 3.21 – Desenho esquemático da barra de aço. (ACI 408R:2003).	67
Figura 3.22 – Resultados de Rõs (1950) apud Alvarez (1998).....	68
Figura 3.23 - Efeito do diâmetro na tensão de aderência aço-concreto. BAZANT et al. (1995) apud FIB (2000).	68

Figura 3.24 - Efeito do diâmetro na tensão de aderência para distintos cobrimentos de concreto. ICHINOSE et al. (2004).....	69
Figura 3.25 - Efeito do diâmetro na tensão de aderência para concretos auto-adensáveis e convencionais. (IAN POP et al. (2013))	69
Figura 3.26- Efeito do tempo de vibração na aderência aço-concreto. CHAN et al. (2003) <i>apud</i> PARRA COSTA (2005).	70
Figura 3.27 - Esquema de ensaio adotado por Valcuende e Parra (2009).....	71
Figura 3.28 - Resultados de Valcuende e Parra (2009) para concretos auto-adensáveis.....	72
Figura 3.29 - Resultados de Valcuende e Parra (2009) para concretos convencionais.	72
Figura 3.30 - (a), (b) e (c) Direções de concretagens com as posições das barras e posterior direção da força de arrancamento.	73
Figura 3.31 - Diferenças na tensão de aderência aço-concreto para distintas direções de concretagens em ensaios tipo pull-out. (FIB, 2000 <i>apud</i> Martin e Noakowki, 1981).....	73
Figura 3.32 - Formação de espaços vazios ou poros sob as barras concretadas em posição horizontal devida à segregação e ao acúmulo de água (LEONHARDT; MONNIG, 1979).	74
Figura 3.33 - Diferenças nos valores obtidos de tensão de aderência para Desl. = 0,01 mm devido ao acréscimo da taxa de carregamento. (VOS E REINHARDT, 1982)	75
Figura 3.34 - Diferenças nos valores obtidos de tensão de aderência para Desl. = 0,2 mm devido ao acréscimo da taxa de carregamento. (VOS E REINHARDT, 1982)	75
Figura 3.35 - Incremento da carga máxima de aderência com o aumento da idade de ruptura. (DAHOU et al, 2009).	76
Figura 3.36 - Representação esquemática da força de aderência e o concreto na zona de ancoragem (TEPFERS (1979)).	77
Figura 3.37 - Resultados de carga pela relação c/\emptyset . (MAKINI et al., 2010).	77

Figura 3.38 - Relação entre a tensão de aderência máxima e a resistência à compressão pela relação c/\emptyset aos 7 dias. (SILVA et al., 2011).	78
Figura 3.39 - Relação entre a tensão de aderência máxima e a resistência à compressão pela relação c/\emptyset aos 28 dias. (SILVA et al., 2011).	78
Figura 3.40 - Evolução da tensão máxima de aderência pela relação c/\emptyset e limites sugeridos por TEPFERS (1979). (TORRE-CASANOVA et al., 2013).	79
Figura 3.41 - Distribuição da fissuração em um corpo de prova de aderência com: (a) $c=3,5\emptyset$ e (b) $c=7\emptyset$. (TORRE-CASANOVA et al., 2013).	79
Figura 3.42 - Ruptura por (a) deslizamento e por (b) ruptura da barra. (HUMBERT et al., 2010).	80
Figura 3.43 - Efeito da variação do comprimento de ancoragem ($0,02\text{ m} < L_s < 0,32\text{ m}$) no ensaio tipo pull-out. (HUMBERT et al., 2010).	80
Figura 3.44 - Ilustração do ensaio que será testado e suas variáveis.	84
Figura 3.45 - Resultados das estimativas da tensão máxima de aderência para vários modelos.	84
Figura 3.46 - Rede neural artificial utilizada por Golafshani et al. (2012).	86
Figura 3.47 - Valores obtidos pela RNA e os valores observados experimentalmente. (GOLAFSHANI ET AL., 2012).	86
Figura 3.48 - Valores de treinamento obtidos pela RNA e os valores observados experimentalmente. (DAHOU et al., 2009).	87
Figura 3.49 - Valores de teste final obtidos pela RNA e os valores observados experimentalmente. (DAHOU et al., 2009).	87
Figura 3.50 - Desenhos esquemáticos de alguns ensaios de aderência aço-concreto encontrados na literatura. (ALVAREZ, 1998).	89

Figura 3.51 - Desenho esquemático evidenciando as solicitações que um elemento estrutural flexionado está submetido e os que o ensaio de aderência tipo beam-end test procura reproduzir. (ZANDI HANJARI et. al., 2011).....	90
Figura 3.52 - (a) Desenho esquemático do método de ensaio POT e (b) distribuição da tensão de aderência ao longo da barra. (Adaptado de LEONHARDT; MONNIG, 1979) ..	91
Figura 3.53 - Mecanismo de aderência. (a) barras lisas e (b) barras nervuradas. (BAMONTE e GAMBAROVA, 2007)	92
Figura 3.54 - Desenhos esquemáticos dos métodos de ensaio (a) tipo pull-out e (b) tipo push-in. (FIB, 2000).....	93
Figura 3.55 - Desenhos esquemáticos das típicas distribuições de tensões no aço (ϵ_s) e no concreto (ϵ_c) ao longo da barra, para o método de ensaio tipo pull-out em: (a) Corpo de prova com comprimento longo e (b) Corpo de prova com comprimento curto. (RUSSO ET AL., 1989).....	93
Figura 3.56 - Desenhos esquemáticos das típicas distribuições de tensões no aço (ϵ_s) e no concreto (ϵ_c) ao longo da barra, para o método de ensaio tipo push-in em: (a) Corpo de prova com comprimento longo e (b) Corpo de prova com comprimento curto. (RUSSO et al. 1991)	94
Figura 3.57 - Comparação entre a resposta obtida com o ensaio tipo pull-out e push-in. (a) Proposta de Ruiz et al. (2005); (b) Resultados obtidos por Schenkel e Vogel (1997) <i>apud</i> Ruiz et al. (2005).	95
Figura 3.58 - Desenho esquemático do método de ensaio (a) Pull-out, (b) Push-in e (c) ensaio composto pelos dois. (ABRISHAMI et al., 1996).....	95
Figura 3.59 - Desenho esquemático do método de ensaio utilizado para os ensaios tipo pull-out e push-in. (ALAVI-FARD E MARZOUK, 2004)	96
Figura 3.60 - Ensaio push-in - acréscimo da tensão de aderência com o deslizamento, ambos normalizados. (ALAVI-FARD E MARZOUK, 2004).....	96
Figura 3.61 - Ensaio pull-out - acréscimo da tensão de aderência com o deslizamento, ambos normalizados. (ALAVI-FARD E MARZOUK, 2004).....	97

Figura 3.62 - Configuração de ensaio tipo pull-out e push-in adotada nos ensaios de Bamonte e Gambarova (2007).....	97
Figura 3.63 - Resultados dos ensaios tipo push-in e pull-out para concretos convencionais. (BAMONTE e GAMBAROVA, 2007).....	98
Figura 3.64 - Resultados dos ensaios tipo push-in e pull-out para concretos de alta resistência. (BAMONTE e GAMBAROVA, 2007).....	98
Figura 3.65 - Comparação numérica entre o ensaio pull-out e push-in. (SHIMA et al. , 1987 <i>apud</i> MUTTONI E FERNÁNDEZ RUIZ, 2012)......	99
Figura 3.66 - Diagrama de blocos que situa esquematicamente o ensaio de aderência dentro da problemática mais ampla de controle tecnológico das estruturas de concreto. Adaptado de Helene e Terzian (1992).....	100
Figura 3.67 - Ensaio de arrancamento APULOT. (LORRAIN; BARBOSA, 2008).....	101
Figura 3.68 - Desenho esquemático do método APULOT proposto por Lorrain e Barbosa (2008).....	101
Figura 3.69 - Curva de correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão (LORRAIN E BARBOSA, 2008 e LORRAIN ET. AL, 2011).....	102
Figura 3.70 - Pré-requisitos requeridos para implementação do ensaio como método de controle da qualidade do concreto.	104
Figura 3.71 - Fluxograma que apresenta o método de ensaio proposto.	105
Figura 3.72 - Esquema do ensaio de aderência tipo: (a) push-in e (b) pull-out.....	106
Figura 3.73 - Diagrama ilustrando a sistemática dos ensaios de aderência que podem ser utilizados no contexto dos ensaios apropriados para estimativas da resistência à compressão.....	107
Figura 3.74 - Quadro resumo geral da tese.....	109
Figura 4.1 - Quadro resumo dos capítulos que descrevem o programa experimental, análises e discussões.	111

Figura 4.2 - Quantidade de casos para cada faixa de resistência à compressão analisada.	115
Figura 4.3 - Resistência à compressão aos 7 e 28 dias pela relação água/aglomerante.....	115
Figura 4.4 - Resistência à compressão aos 7 e 28 dias pelo consumo de aglomerantes....	116
Figura 4.5 - Relação água/aglomerante pela relação 1:m.....	116
Figure 4.6 - Barra posicionada na prensa após a ruptura e localização do <i>strain gage</i>	117
Figura 4.7 - Dimensões dos corpos de prova para os ensaios (a) pull-out e (b) push-in...	121
Figura 4.8 - (a) Esquema e (b) Foto dos moldes para os ensaios pull-out.....	122
Figura 4.9 - (a) Esquema e (b) Foto dos moldes para os ensaios push-in.	122
Figura 5.1 – (a) Foto mostrando os corpos de prova tipo pull-out e (b) Foto mostrando os corpos de prova tipo push-in, juntamente com os corpos de prova de controle da resistência à compressão ao fundo.....	124
Figura 5.2 – Corpos de prova desmoldados: tipo push-in, tipo pull-out e para o controle da resistência à compressão (esquerda para direita na foto).....	125
Figura 5.3 – (a) Esquema com as dimensões do método de ensaio push-in e (b) Foto do método de ensaio push-in na prensa hidráulica.	125
Figura 5.4 – (a) Esquema com as dimensões do método de ensaio pull-out e (b) Foto do método de ensaio pull-out na prensa hidráulica.....	126
Figura 5.5 - Esquema e detalhe do método de ensaio push-in na prensa hidráulica.	126
Figura 5.6 - Esquema e detalhe do método de ensaio pull-out na prensa hidráulica.....	127
Figura 5.7 - Resultados dos ensaios pull-out e push-in.	127
Figura 5.8 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios da comparação entre os métodos push-in e pull-out.....	128
Figura 5.9 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios da comparação entre os métodos push-in e pull-out.....	129

Figura 5.10 – Fotos (a) corpos de prova (T2 - 28 dias) após o ensaio tipo push-in, onde foi observado fendilhamento (50%) e deslizamento (50%) (b) Estricção do aço no ensaio tipo pull-out com deslizamento posterior (T3-28d).	130
Figura 5.11 – Quantidade de deslizamentos nos ensaios tipo pull-out e push-in aos 7 dias.	131
Figura 5.12 – Quantidade de deslizamentos nos ensaios tipo pull-out e push-in aos 28 dias.	131
Figura 5.13 - T1-7dias e T1-28dias, deslocamento global da prensa.	132
Figura 5.14 - T2-7dias e T2-28dias, deslocamento global da prensa.	133
Figura 5.15 - T2-7dias, T2-28dias, deslocamento relativo aço-concreto. (free-end)	133
Figura 5.16 - (a) Visão geral do equipamento (b) Detalhe da caracterização da barras de aço.	134
Figura 5.17 – Barras de aço com $\varnothing=8\text{mm}$ - (01/Brasil) e (05/França), posicionadas para o ensaio tipo push-in.	134
Figura 5.18 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização mecânica das barras de aço nervuradas.	137
Figura 5.19 - Gráfico mostrando a distribuição normal dos ensaios de controle de resistência à compressão do concreto.	138
Figura 5.20 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização das barras de aço referente ao espaçamento entre nervuras.	139
Figura 5.21 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização das barras de aço referente às alturas máximas e médias das nervuras.	139
Figura 5.22 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização das barras de aço referente à tensão máxima de aderência.	141
Figura 5.23 - Relação entre a altura das nervuras e a tensão máxima de aderência.	141

Figura 5.24 - Relação entre a área relativa das nervuras e a tensão máxima de aderência.	142
Figura 5.25 - Acréscimo na diferença dos resultados de aderência com o aumento da resistência a compressão do concreto para as barras tipo 1 e 5.	144
Figura 5.26 - Acréscimo na diferença dos resultados de aderência com o aumento da resistência a compressão do concreto para as barras tipo 1 e 5.	144
Figura 5.27 - (a) Aplicação de desmoldante no molde de fibra de náilon. (b) Aplicação de desmoldante (óleo mineral) no molde cilíndrico metálico (Ø100x200mm); (c) e (d) posicionamento dos dois moldes.	146
Figura 5.28 - (a) Posicionamento da barra de aço dentro da abertura circular no molde de fibra de náilon e detalhe da identificação da barra de aço; (b) e (c) Posicionamento da barra de aço e configuração final do arranjo dos dois moldes com a barra de aço no centro.	146
Figura 5.29 - Exemplo de arranjo final para uma concretagem com o método.	147
Figura 5.30 - Exemplo dos corpos de prova fabricados utilizando o método.	147
Figura 5.31 - (a) Corte da barra de aço; (b) Detalhe da aresta após o corte; (c) Retirada das arestas da barra de aço.	148
Figura 5.32 – Tipos de adensamento: (a) vibração mecânica em mesa vibratória e (b) vibração manual com haste metálica.	150
Figura 5.33 - Resultados da análise dos tipos de adensamento.	150
Figura 5.34 - (a) Retirada do molde metálico; (b) Separação dos 2 moldes; (c) Retirada do corpo de prova do molde de fibra de náilon; (d) Configuração final do procedimento de retirada do corpo de prova.	151
Figura 5.35 - Resultados da análise das condições de cura A, B e C aos 7 dias.	153
Figura 5.36 - Resultados da análise das condições de cura tipo B e C aos 7 e 28 dias.	154
Figura 5.37 - Análise das condições de desmoldagem com 24h e 72h.	154

Figura 5.38 - Diagrama de blocos resumindo os parâmetros testados com as composições de concreto T5, T14 e T22.....	155
Figura 5.39 - Tolerâncias permitidas de acordo com as idades dos ensaios - ABNT NBR 5739:2007.....	156
Figura 5.40 - Resultados dos ensaios de aderência aos 7 e 28 dias.....	158
Figura 5.41 - Resultados dos ensaios de aderência com deslizamento aos 7 e 28 dias e regressões lineares para os resultados de deslizamento.....	158
Figura 5.42 – Relação entre os resultados de aderência com deslizamento aos 7 e 28 dias para os tipos de cimento.....	159
Figura 5.43 - Relação entre os resultados de aderência aos 7 e 28 dias para os tipos de cimento com o aumento da resistência de aderência.....	159
Figura 5.44 - Relação entre os resultados de resistência à compressão aos 7 e 28 dias para os tipos de cimento com o aumento da resistência à compressão.....	160
Figura 5.45 - Relação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão para idades diferentes.....	161
Figura 5.46 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das idades de ruptura aos 7 e 28 dias.....	161
Figura 5.47 - Análise das primeiras idades com T2 e T4 com $t_b, máx$	162
Figura 5.48 - Análise das primeiras idades com T2 e T4 e f_c e $t_b, máx$	162
Figura 5.49 - Duração dos ensaios de aderência e de compressão para as distintas velocidades de carregamento de acordo com a resistência obtida.....	165
Figura 5.50 - Análise da velocidade de carregamento.....	166
Figura 5.51 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das velocidades de carregamento.....	167

Figura 5.52- (a) Foto mostrando o tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço. (b) Outro exemplo mostrando o tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço no ensaio pull-out.....	167
Figura 5.53 – (a) Foto mostrando o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto. (b) Foto mostrando o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto e deformação excessiva da barra de aço por compressão no ensaio tipo push-in.	168
Figura 5.54 - Foto mostrando o tipo de ruptura por ruptura do aço por tração no ensaio tipo pull-out.....	168
Figura 6.1 - Resultados gerais da Tabela 6.2.....	170
Figura 6.2 - Resultados aos 7 e 28 dias para cada composição de concreto da análise da não conformidade dos concretos.	171
Figura 6.3 - Análise de variância aplicada nos resultados da análise da não conformidade dos concretos.....	172
Figura 6.4 - (a) Foto do esquema de ensaio simplificado, com monitoramento apenas da força com uso de célula de carga ligada a um painel elétrico.(b) Esquema do ensaio simplificado. (c) Foto geral do esquema de ensaio com monitoramento do deslocamento com uso de LVDT e força com uso de célula de carga, ambos ligados em um equipamento de aquisição de dados; (d) Foto lateral do esquema mencionado em (b).	174
Figura 6.5 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra 1; (b) Foto mostrando o detalhe do lançamento e adensamento do concreto na laje.	176
Figura 6.6 - (a) Foto mostrando o ensaio de abatimento de tronco de cone; (b) Foto mostrando os moldes preparados para moldagem e já moldados.	177
Figura 6.7 - Resultados gerais do canteiro de obras 1.	178
Figura 6.8 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra estudada; (b) Foto mostrando a rampa da garagem que foi concretada e (c) Foto da concretagem dos corpos de prova....	180
Figura 6.9 -(a) e (b) Foto mostrando os moldes preparados para moldagem e já moldados.	180

Figura 6.10 - Resultados gerais do canteiro de obras 2.	181
Figura 6.11 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra estudada; (b) Foto mostrando o detalhe do lançamento e adensamento do concreto na laje.	182
Figura 6.12 - (a) Foto mostrando ensaio de abatimento de tronco de cone; (b) e (c) Fotos mostrando os moldes preparados para moldagem e procedimento de moldagem.....	184
Figura 6.13 - Resultados gerais do canteiro de obras 3.	185
Figura 6.14 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra estudada; (b) Foto mostrando o detalhe do lançamento e adensamento do concreto na laje.	186
Figura 6.15 - (a) Foto mostrando o ensaio de abatimento de tronco de cone e (b) Foto mostrando os corpos de prova moldados.	187
Figura 6.16 - Resultados gerais do canteiro de obras 4.	188
Figura 6.17 - Resultados gerais do canteiro de obras 1, 2, 3 e 4.	189
Figura 6.18 - Comparação entre a resistência à compressão estimada pelo ABT e a resistência à compressão obtida pelos ensaios tradicionais de compressão.	190
Figura 6.19 - Distribuição normal das diferenças entre as estimativas da resistência à compressão com a Equação 6.1 e a resistência obtida em corpos de prova tradicionais...	190
Figura 6.20 - Resultados médios de tensão máxima de aderência e resistência à compressão obtidos em todas as obras.	191
Figura 6.21 - Relação entre os valores de resistência aos 7 dias e 28 dias para os tipos de cimento CPIV e CPV.	191
Figura 6.22 - Resultados médios de tensão máxima de aderência e resistência à compressão obtida em todas as obras estudadas aos 7 e 28 dias.	192
Figura 6.23 - Resultados médios de tensão máxima de aderência e resistência à compressão obtida em todas as obras estudadas sem levar em consideração a idade.	193
Figura 6.24 - Comparação entre a resistência à compressão estimada pelo ABT e a resistência média à compressão obtida pelos ensaios tradicionais de compressão.....	193

Figura 6.25 - Distribuição normal das diferenças entre as estimativas da resistência à compressão com as Equações 6.2 e 6.3 e a resistência obtida em corpos de prova tradicionais.....	194
Figura 6.26 - Comparação entre a resistência à compressão estimada pelo ABT com a Equação 6.4 e a resistência à compressão obtida pelos ensaios tradicionais de compressão.	194
Figura 7.1 - Resultados gerais obtidos em campo e em laboratório (tipo push-in) contendo todos os ensaios onde o tipo de ruptura observada foi o deslizamento.	196
Figura 7.2 - Gráfico mostrando a diferença dos resultados obtidos em campo e em laboratório.....	197
Figura 7.3 - Corpo de prova com composição mista de agregados graúdos (Campo).	198
Figura 7.4 - Corpo de prova com apenas um tipo de agregado graúdo (Laboratório).....	198
Figura 7.5 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com as Equações 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4.....	200
Figura 7.6 - Gráfico de distribuição normal de erros relativos das estimativas das resistências à compressão obtidas com as Equações 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4.	200
Figura 7.7 - Quantidade de valores de tensão máxima de aderência médios e totais obtidos em campo e laboratório utilizados nas regressões lineares.....	201
Figura 7.8 - Gráfico mostrando os resultados médios obtidos em campo e em laboratório em conjunto.....	201
Figura 7.9 - Gráfico mostrando a diferença das regressões lineares dos resultados obtidos em campo e em laboratório.....	202
Figura 7.10 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com as Equações 7.6, 7.7 e 7.8.....	203
Figura 7.11 - Gráfico de distribuição normal de erros relativos das estimativas das resistências à compressão obtidas com as Equações 7.6, 7.7 e 7.8.	203

Figura 7.12 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.10.	206
Figura 7.13 - (a) Distribuição de valores residuais com o respectivo de nível de confiança com uso da Equação 7.10. (b) Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.10.	206
Figura 7.14 - Gráfico de distribuição normal de erros relativos das estimativas das resistências à compressão obtidas com as Equações 7.6, 7.7, 7.8 e 7.10.	207
Figura 7.15 - Distribuição geral dos resultados analisados.	209
Figura 7.16 - Resultados gerais pesquisados e obtidos nesta pesquisa.....	209
Figura 7.17 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.12.	211
Figura 7.18 - Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.12.	211
Figura 7.19 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.15.	213
Figura 7.20 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.16.	213
Figura 7.21 - Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.15.	214
Figura 7.22 - Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.16.	214
Figura 7.23 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 1 aos 7 dias.	216
Figura 7.24 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 1 aos 28 dias.	216
Figura 7.25 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 3 aos 7 dias.	216
Figura 7.26 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 3 aos 28 dias.	217

Figura 7.27 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 4 aos 7 dias.....	217
Figura 7.28 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 4 aos 28 dias.....	217
Figura 7.29 - Comparação entre os coeficientes de variação obtidos nos ensaios de aderência (pull-out e push-in) e de compressão.....	218
Figura 7.30 - Comparação entre o $f_{ck,est}$ estimado pelo ABT e o $f_{ck,est}$ estimado pelos ensaios tradicionais de compressão.....	219

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Exemplos de causas intrínsecas aos processos de deterioração das estruturas de concreto. (SOUSA e RIPPER, 1998).....	7
Tabela 2.2 - Propriedades exigidas para barras e fios de aço destinados à armadura de concreto armado. (ABNT NBR 7480:2007).....	12
Tabela 2.3 - Valores para formação de lotes de concreto. (ABNT NBR 12655:2006).....	19
Tabela 2.4 - Valores de ψ_6 . (ABNT NBR 12655:2006).....	20
Tabela 2.5 - Correlação entre a condição de preparo do concreto e desvio padrão. (ABNT NBR 12655:2006).....	21
Tabela 2.6 - Principais fatores que influenciam o resultado da resistência à compressão potencial do concreto medida no ensaio de controle. HELENE E TERZIAN (1992).....	23
Tabela 2.7 - Fatores que contribuem para a variação dos resultados nos ensaios de resistência à compressão. BAUER E BAUER (2000).....	23
Tabela 2.8 – Sistemas de regularização para topos de corpos de prova submetidos à compressão (BEZERRA, 2007).....	25
Tabela 2.9 - Quantidade de corpos de prova por classe de resistência e percentual de concretos não conformes. (SANTIAGO, 2011).....	33
Tabela 2.10 - Principais ensaios aplicados na avaliação de estruturas acabadas. (BUNGEY et. al, 2006).....	34
Tabela 2.11 - Ensaio não destrutivo, possíveis de realização em testemunhos para fornecer subsídios de auxílio à interpretação dos dados de resistência à compressão. (CONCRETE SOCIETY, 1976* <i>apud</i> NEVILLE E BROOKS, 2010).	36
Tabela 2.12 - Outros ensaios, além da resistência à compressão, possíveis de realização em testemunhos para fornecer subsídios de auxílio à interpretação dos dados de resistência. (CONCRETE SOCIETY, 1976* <i>apud</i> NEVILLE E BROOKS, 2010).	37

Tabela 2.13 - Típico coeficiente de variação e máxima precisão em campo dos principais métodos de ensaio utilizados para determinação da resistência do concreto. BUNGEY (2006).....	44
Tabela 2.14 - Valores do coeficiente de tolerância K. (NATRELLA, 1963 <i>apud</i> ASTM 228.1R, 2003).	45
Tabela 2.15 - Fatores relacionados ao custo/benefícios dos principais métodos de ensaio utilizados para determinação da resistência do concreto. (BUNGEY, 2006).....	47
Tabela 2.16 - Fatores relacionados à acurácia dos principais métodos de ensaio utilizados para determinação da resistência do concreto. (BUNGEY, 2006).	48
Tabela 3.1 - Dependência da resistência de aderência aço-concreto e as resistências mecânicas do concreto. (MAINZ, 1993)	59
Tabela 3.2 - Considerações e condições de projeto que influenciam na tensão de aderência aço-concreto. (FIB, 2010).....	61
Tabela 3.3 – Fatores que influenciam a aderência aço-concreto. (BARBOSA, 2002).....	64
Tabela 3.4 – Valores das constantes da Equação 3.8, de acordo com o respectivo autor. ..	81
Tabela 3.5 - Valores das constantes para aplicação da Equação 3.21.	83
Tabela 3.6 – Parâmetros de entrada para utilização dos modelos matemáticos.	84
Tabela 4.1 - Composições dos concretos utilizadas nas análises da metodologia em laboratório.....	112
Tabela 4.2 - Consumo por metro cúbico dos materiais constituintes dos concretos.	113
Tabela 4.3 - Idade, tipo e quantidade de corpos de prova e a resistência à compressão para cada composição de concreto.	114
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de tração das barras de aço.....	118
Tabela 4.5 - Quadro mostrando os parâmetros do método.	120
Tabela 5.1 - Resultados dos ensaios pull-out e push-in.....	128

Tabela 5.2 - Tipos de rupturas observados nos ensaios push-in e pull-out.	130
Tabela 5.3 - Configurações geométricas da barras ($\varnothing 12,5$ mm) e escaneamento 3D.	135
Tabela 5.4 - Detalhes da caracterização das barras de aço ($\varnothing 12,5$ mm).	136
Tabela 5.5 - Detalhes da caracterização das barras de aço.	138
Tabela 5.6 - Detalhes da caracterização das barras de aço.	140
Tabela 5.7 - Detalhes da caracterização mecânica das barras de aço.	143
Tabela 5.8 - Detalhes da caracterização geométrica das barras de aço.	143
Tabela 5.9 - Resultados de aderência e resistência a compressão do concreto para as barras tipo 1 e 5.	143
Tabela 5.10 - Programa Experimental para estudar a influência dos procedimentos de adensamento.	149
Tabela 5.11 - Resultados da análise dos tipos de adensamento.	150
Tabela 5.12 - Programa experimental para analisar as condições de desmoldagem e cura.	152
Tabela 5.13 - Resultados da análise das condições de desmoldagem e cura.	153
Tabela 5.14 - Resultados para análise da idade de ruptura aos 7 e 28 dias.	157
Tabela 5.15 - Resultados para análise da idade de ruptura de 3 a 28 dias.	160
Tabela 5.16 – Detalhes da análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das idades de ruptura aos 7 e 28 dias.	162
Tabela 5.17 - Descrição das velocidades de carregamento utilizadas nos testes tipo push-in.	163
Tabela 5.18 - Composições de concreto, quantidade de corpos de prova e resultados da análise da influência da velocidade de carregamento no ensaio tipo push-in.	165

Tabela 5.19 - Detalhes da análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das velocidades de carregamento.....	166
Tabela 6.1 - Composições de concreto e quantidade de corpos de prova para verificar concretos não conformes.	169
Tabela 6.2 - Resultados para análise dos concretos não conformes.	170
Tabela 6.3 - Parâmetros para implementação do método em campo.	175
Tabela 6.4- Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto - obra 1.....	176
Tabela 6.5 - Tempo, <i>slump</i> e amostragem por caminhão (obra 1).	177
Tabela 6.6 - Resultados do canteiro de obras 1.	178
Tabela 6.7 - Exemplares de f_c e $t_{bmáx}$ dos caminhões aos 7 dias (obra 1).....	179
Tabela 6.8 - Exemplares de f_c e $t_{bmáx}$ dos caminhões aos 28 dias (obra 1).....	179
Tabela 6.9- Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto (obra 2). ...	180
Tabela 6.10 - Tempo, <i>slump</i> e amostragem por caminhão (obra 2).	181
Tabela 6.11 - Resultados do canteiro de obras 2.	181
Tabela 6.12 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 7 dias (obra 2).	182
Tabela 6.13 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 28 dias (obra 2).	182
Tabela 6.14 - Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto.....	183
Tabela 6.15 - Tempo, <i>slump</i> e amostragem por caminhão (obra 3).	183
Tabela 6.16 - Resultados do canteiro de obras 3.	184
Tabela 6.17 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 7 dias (obra 3).	185
Tabela 6.18 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 28 dias (obra 3).	185
Tabela 6.19 - Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto.....	186

Tabela 6.20 - Tempo, <i>slump</i> e amostragem por caminhão (obra 4).	187
Tabela 6.21 - Resultados do canteiro de obras 4.	187
Tabela 6.22 - Exemplos de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 7 dias (obra 4).	188
Tabela 6.23 - Exemplos de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 28 dias (obra 4).	188
Tabela 7.1 - Composições dos concretos das obras.	198
Tabela 7.2 - Fatores analisados na regressão não-linear.	204
Tabela 7.3 - Relações verificadas e analisadas na regressão não-linear.	204
Tabela 7.4 - Análise não linear com as constantes K1, K2, K3, K4 e K5.	205
Tabela 7.5 - Análise não linear com as constantes K1, K3, K4 e K5 sem a K2.	205
Tabela 7.6- Limites dos fatores pesquisados e dos valores obtidos na presente pesquisa.	207
Intervalo de valores da presente pesquisa.	207
Tabela 7.7 - Dados de ensaios de aderência aço-concreto tipo pull-out.	208
Tabela 7.8 - Resultados obtidos para primeira análise linear considerando a constante K1.	210
Tabela 7.9 - Análise estatística para a Equação não-linear 7.13.	212
Tabela 7.10 - Análise estatística para a Equação não-linear 7.14.	212
Tabela 7.11 - Resultados dos testes de ajustamento a uma distribuição normal.	215
Tabela 7.12 - Resistências características aos 7 e 28 dias de todas as obras.	219
Tabela 7.13 - Parâmetros para a padronização do método de ensaio ABT.	221

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

APULOT - Appropriate Pull-out Test;

ABT - Appropriate Bond Test;

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;

ASTM - American Society for Testing and Materials;

ISO - International Organization for Standardization;

CEB - Comité Euro-International du Béton;

RILEM - Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages;

FIB - Fédération Internationale du Béton

RNAs - Redes Neurais Artificiais;

LdSM - Laboratório de Design e Seleção de Materiais ;

LEME - Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais;

POT - Pull-Out Test (Ensaio de Arrancamento Direto);

PIT - Push-in Test (Ensaio de Empurrar Direto);

CAD - concreto de alto desempenho;

CAR - concreto de alta resistência;

CCA - concreto alto adensável;

CC - concreto convencional;

LVDT - Linear variable differential transformer;

E_c - módulo de elasticidade do concreto;

E_{ci} - módulo de elasticidade inicial;

f_{bd} - tensão de aderência (de cálculo) adotada pela norma brasileira;

f_c - resistência à compressão do concreto;

f_{ck} - resistência à compressão característica do concreto especificada em projeto;

$f_{ck,est}$ - resistência à compressão característica do concreto estimada;

$f_{ck,est,ABT}$ - resistência à compressão característica do concreto estimada pelo ABT;

f_{cm} - resistência média à compressão do concreto;

$f_{cm,ABT}$ - resistência média à compressão do concreto estimada pelo ABT;

f_{ct} - resistência à tração do concreto;

f_{ctm} - resistência média à tração do concreto;

f_y - resistência de escoamento do aço à tração;

f_{yk} - resistência característica de escoamento do aço à tração;

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

- f_{st} - Limite de resistência à tração do aço;
- f_R - área relativa da nervura;
- A - Alongamento do aço após ruptura em $10\emptyset$;
- A_{gt} - Alongamento total do aço na força máxima;
- β_w = resistência à compressão em cubos (aresta = 200 mm);
- h_s - altura máxima da nervura;
- L_{exp} - comprimento de ancoragem experimental;
- L - comprimento de ancoragem (normalização brasileira);
- F - força de arrancamento;
- F_{max} - força máxima de arrancamento;
- S_n ou S_r - distância entre nervuras transversais centro a centro;
- β - ângulo de inclinação da nervura;
- \emptyset - diâmetro da barra;
- \emptyset_{cp} - Diâmetro do corpo de prova ABT;
- L_{cp} - Comprimento do corpo de prova ABT;
- c - cobrimento de concreto ao redor da barra de aço;
- τ_b - tensão de aderência;
- $\tau_{b,m}$ - tensão média de aderência;
- $\tau_{b,máx}$ - tensão máxima de aderência;
- $\tau_{b,máx,k}$ - tensão máxima de aderência característica estimada ;
- τ_{bk} - tensão de aderência característica estimada ;
- τ_{bd} - tensão de aderência de cálculo projeto;
- $D.P.$ - desvio padrão;
- $C.V.$ - coeficiente de variação;
- S_d = desvio padrão da amostra de n elementos. (NBR 12655)
- R^2 - coeficiente de determinação;
- A_n = área da seção longitudinal da nervura,
- k = numero de nervuras transversais em torno do perímetro da barra.
- LEME - Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais
- $x_m = \bar{x}$ - média da amostra; (FUSCO, 2011)
- μ_x - média da população; (FUSCO, 2011)
- S_x^2 - variância da amostra; (FUSCO, 2011)
- σ_x^2 - variância da população; (FUSCO, 2011)

S_x - desvio padrão da amostra; (FUSCO, 2011)

σ_x - desvio padrão da população; (FUSCO, 2011)

$\delta_x = S_x/x_m$ - coeficiente de variação da amostra; (FUSCO, 2011)

$\delta_x = \sigma_x/\mu_x$ - coeficiente de variação da população; (FUSCO, 2011)

β - ângulo entre o eixo da nervura oblíqua e o eixo da barra;

b - Altura da nervura longitudinal;

$A_{1/4}$ - Altura da nervura à 1/4 do seu comprimento;

$A_{1/2}$ - Altura da nervura à 1/2 do seu comprimento;

$A_{3/4}$ - Altura da nervura à 3/4 do seu comprimento;

A - Altura da nervura média;

e - espaçamento médio entre nervuras

$e_{1/4}$, $e_{1/2}$ e $e_{3/4}$ - espaçamentos nas respectivas alturas dos terços médios.

η - Coeficiente de conformação superficial;

SONREB - Sigla utilizada por alguns pesquisadores para o método de ensaio combinado entre a esclerometria e o ultrassom. (SONic REBound).

K - coeficiente de tolerância do método DANISH.

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é realizada uma contextualização e justificativa do tema de estudo da tese. Em seguida são apresentadas as delimitações da pesquisa, os objetivos gerais e específicos e por fim, um resumo da estrutura adotada para o trabalho.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA.

No ramo da construção civil, um dos ensaios mais conhecidos e aplicados para controle da qualidade do concreto armado é o ensaio de compressão axial de corpos de prova, que são normalmente moldados no recebimento do concreto em obra, antes do lançamento nas fôrmas. Este tipo de ensaio é padronizado no Brasil pela ABNT NBR 5739:2007 (Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos), por meio dele, se obtém uma estimativa da resistência à compressão do concreto, que, quando tomada como valor característico aos 28 dias (f_{ck}), se constitui no principal parâmetro de projeto e controle estrutural.

Todavia, para execução deste ensaio, torna-se necessário o uso de equipamentos apropriados e de técnicos treinados, que geralmente não estão disponíveis em canteiros de obras, implicando na necessidade da contratação de laboratórios especializados por parte da construtora e na cuidadosa moldagem, armazenagem e transporte de corpos de prova para os ensaios. Além disso, para que se obtenham resultados confiáveis, com ruído experimental reduzido, é necessário ter cuidado ao controlar uma série de fatores durante os ensaios, tais como: a idade, o teor de umidade, o capeamento e a velocidade de carregamento do corpo de prova. Eventuais desvios do procedimento padrão de ensaio ou problemas de planicidade dos topos, que acarretem em concentrações de tensões, podem afetar significativamente os resultados obtidos, especialmente em concretos de resistência mais elevada.

As imprecisões dos ensaios de resistência à compressão podem ter forte repercussão, especialmente em situações em que a estimativa da resistência à compressão do concreto resulta abaixo do especificado em projeto. Nesses casos pode ser necessário efetuar uma revisão dos resultados de ensaios e, se necessário, adotar procedimentos adicionais para investigar qual a resistência efetiva, de forma a embasar a decisão final sobre a forma de lidar com a estrutura, a partir do máximo de informações disponíveis. Essa situação gera atrasos,

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

custos extras e estresse entre toda cadeia produtiva da construção civil do concreto armado: (1) fornecedores e produtores do concreto; (2) construtores; (3) proprietários e clientes; (4) consultores e projetistas; (5) empresas e laboratórios de controle de qualidade.

Neste contexto, a disponibilização de um ensaio complementar ao ensaio tradicional de resistência à compressão, que aumente a capacidade de controle e permita redundância no diagnóstico, com baixo custo, passa a ser uma alternativa de grande valia, principalmente se for um ensaio de fácil assimilação e execução.

Atento a essa demanda, um grupo de pesquisadores, liderado pelo Prof. Michel Lorrain, do INSA de Toulouse, vem analisando a possibilidade de aplicar um ensaio de aderência aço-concreto adaptado ao canteiro de obras, visando estimar a resistência à compressão do concreto a partir de Testes Adequados de Aderência (*Appropriate Bond Tests - ABT*), complementando dessa forma o processo de controle de qualidade do concreto armado.

Como explicam Lorrain et al. (2011), esse grupo, formado por pesquisadores da França, Brasil e outros países, tem trabalhado no aprimoramento de um novo método de ensaio, tomando como base o ensaio de aderência aço-concreto. A primeira concepção envolveu uma adaptação do tradicional: pull-out test (POT), proposto inicialmente como uma recomendação da RILEM RC6:1983, que se caracteriza pela simplicidade e custo reduzido.

Esse método proposto recebeu a denominação de APULOT (*Appropriate Pull-Out Test*) e, nos testes realizados, tem apresentado boa reprodutibilidade e uma adequada capacidade de estimativa da resistência à compressão. Dentre as vantagens do método proposto podem-se destacar a simplicidade de execução, a redução do tempo recomendado para realização do ensaio (de 28 para 7 dias) e a possibilidade de aferição não só da resistência, mas também, do comportamento de aderência aço-concreto, fator importante para o bom funcionamento das estruturas de concreto armado.

A partir dessa concepção inicial foram propostas melhorias e derivações. Atualmente se trabalha com 2 propostas (tipo pull-out e push-in) com diferentes configurações de ensaio. O presente trabalho descreve e analisa as variáveis de uma das propostas para canteiros de obra visando validar, padronizar e consolidar os testes em condições reais.

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA DE PESQUISA.

Segundo Ferguson (1966) e o FIB (2000) o conhecimento do comportamento da aderência é imprescindível para a correta compreensão das regras de cálculo do comprimento de ancoragem e das emendas por traspasse das barras de armaduras, e para o cálculo dos deslocamentos, considerando o efeito de enrijecimento por tração, o controle de fissuração e a quantidade mínima de armadura (DUCATTI, 1993). Mas, sob o ponto de vista da presente pesquisa, o aspecto principal de interesse é que a resistência do concreto armado é um parâmetro determinante no comportamento da aderência aço-concreto. Diante do exposto, a hipótese deste trabalho é que, se o ensaio for realizado em condições controladas com adequado treinamento e padronizadas, essa relação se torna ainda mais evidente e robusta, permitindo que se faça a estimativa da resistência à compressão do concreto a partir de dados de resistência máxima de aderência.

Ao longo do tempo, em função dos indicativos positivos da proposta inicial de Lorrain e Barbosa (2008), o processo de desenvolvimento, aperfeiçoamento e validação dos testes de aderência, vem avançando, pois se considera que os mesmos podem vir a tornar-se uma alternativa complementar importante ao ensaio de compressão axial tradicionalmente usado no controle tecnológico do concreto ou, até mesmo, constituir-se no ensaio complementar obrigatório para o controle de qualidade do concreto armado no canteiro de obras. O grupo de pesquisa (APULOT) vem estudando diferentes aspectos associados ao teste, buscando identificar os fatores mais influentes na relação $f_c \times \tau_b$ (resistência à compressão axial *versus* tensão de aderência). Esse conhecimento é fundamental para embasar a formalização de um procedimento de ensaio padrão, que possa ser empregado em testes de campo em obras reais, fornecendo subsídios para uma eventual normalização do método.

1.3 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS.

O objetivo geral desta pesquisa é estabelecer as bases para definição de um procedimento padrão para o método de ensaio de aderência apropriado para estimativa da resistência à compressão do concreto, considerando aspectos concernentes à sua eventual implementação em canteiros de obras.

Como objetivos específicos, se destacam: (1) Desenvolvimento e fabricação de um molde específico para o ensaio, que proporcione rapidez e facilidade no processo de moldagem e desmoldagem. (2) Analisar os métodos de ensaios tipo push-in e tipo pull-out na

determinação da tensão máxima de aderência. (3) Averiguar a influência da configuração geométrica das barras de aço nos resultados dos ensaios de aderência. (4) Estudar e quantificar parâmetros inerentes a preparação, moldagem, cura e estocagem dos corpos de prova destinados ao método de ensaio. (5) Estudar e quantificar alguns dos parâmetros inerentes à execução dos ensaios de aderência, mais precisamente a idade de ruptura, a velocidade de carregamento e o tipo de ruptura. (6) Analisar a influência de concretos não conformes na resposta do ensaio de aderência. (7) Avaliar aspectos técnicos e práticos para a adequada implementação do método em canteiro de obras. (8) Testar a amplitude da curva de correlação com os resultados obtidos e avaliar como se comporta a distribuição dos resultados.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.

A presente pesquisa abordará a temática do controle de qualidade em estruturas de concreto armado, evidenciando as vantagens e deficiências de como o controle é realizado atualmente, e irá inserir uma contextualização da metodologia do *Appropriate Bond Test* (ABT), explicando os parâmetros que influenciam no método de ensaio para estimativa da resistência à compressão do concreto. Apresentará detalhadamente a estratégia experimental, os resultados, discussões com uma proposição para padronização do ABT e conclusões finais. A Figura 1.1 resume os capítulos deste trabalho.

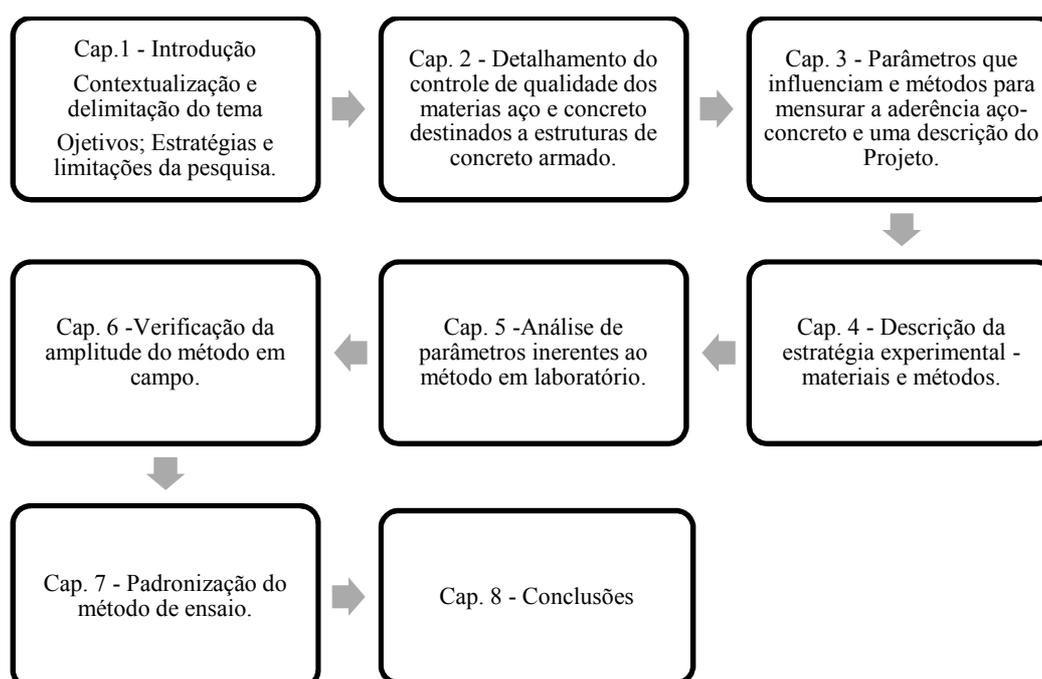


Figura 1.1 - Resumo dos capítulos do presente trabalho.

2 CONTROLE DE QUALIDADE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Com o surgimento do concreto armado, no final do século XIX, surgiu também, em pouco tempo depois, a preocupação com a segurança do mesmo. Segundo Fusco (2011) sempre se soube que a falta de segurança poderia decorrer da baixa qualidade dos materiais, de um projeto inadequado ou da falta de conhecimentos dos construtores. Assim sendo, as estruturas de concreto armado precisam ser submetidas ao controle de qualidade, assim como em qualquer outro produto industrial que desempenha função de responsabilidade com o usuário final (BAUER et al., 2000). Devido ao grande número de variáveis envolvidas no processo de construção, é indispensável o adequado controle de qualidade em todas as etapas para o sucesso do produto final, que envolve desde o planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes fora do canteiro de obras até a execução e término da obra, juntamente com as atividades de operação e manutenção da estrutura. A Figura 2.1 ilustra as metas a serem atingidas em cada etapa do processo de controle da qualidade na construção civil, de acordo com Helene e Terzian (1992).

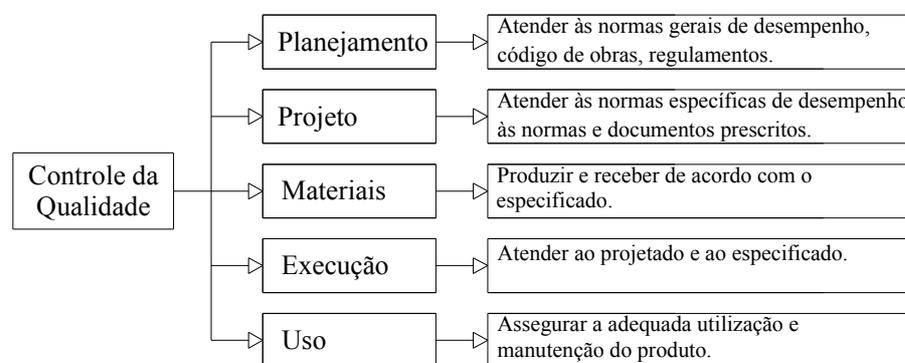


Figura 2.1 - Descrição das metas a serem atingidas em cada etapa do processo de controle da qualidade na construção civil. (HELENE E TERZIAN, 1992)

A qualidade de um produto pode ser entendida como a habilidade de atender a determinadas exigências nas condições de uso previstas. Desta forma, o controle de qualidade abrange um conjunto de técnicas operacionais e atividades desenvolvidas, cuja finalidade é assegurar que o produto final atenda aos padrões da qualidade pré-determinados. (BRANDÃO, 1998). Segundo Helene e Terzian (1992) o termo qualidade refere-se à adequação do produto, do processo ou do serviço a uma certa finalidade, satisfazendo deste modo o usuário. E o termo

controle é tratado como um conjunto de atividades técnicas e planejadas, através das quais se podem alcançar uma meta e assegurar um determinado nível pré-estabelecido de qualidade.

A expressão controle da qualidade significa algo muito mais complexo e elaborado, englobando todo o processo construtivo, inclusive estabelecendo um compromisso entre todos os envolvidos – promotores, projetistas, fornecedores, construtores e usuários – na busca de um nível satisfatório de desempenho das construções. (BRANDÃO E PINHEIRO, 1999). Neville e Brooks (2010) comentam que o objetivo do controle de qualidade é medir e controlar a modificação dos componentes da mistura e das operações que afetam a resistência ou uniformidade do concreto, ou seja, proporcionamento, mistura, lançamento, cura e ensaios; e salientam ainda que o controle de qualidade diferencia-se da garantia da qualidade, que é definida como a ação sistemática imprescindível para fornecer a confiança necessária que um produto apresentará desempenho adequado em serviço.

Segundo Batlouni Neto (2011) a qualidade da estrutura de concreto é função da qualidade simultânea do projeto, da execução (dos materiais e mão de obra) e da operação e manutenção da estrutura, como ilustra a Figura 2.2.

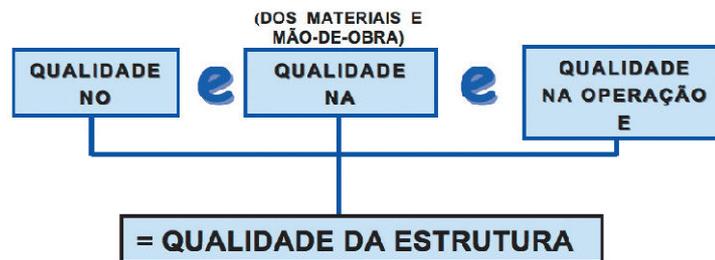


Figura 2.2 - Desenho esquemático demonstrando os fatores inerentes a qualidade da estrutura de concreto. (BATLOUNI NETO, 2011)

Segundo o FIB (2006) a vida útil de uma estrutura está ligada a métodos de verificação da vida útil de projeto; procedimentos de execução e controle de qualidade e procedimentos de uso, operação e manutenção. Deste modo, o controle de qualidade em estruturas de concreto armado está diretamente correlacionado a algo muito maior, que é a durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. Sousa e Ripper (1998), através da Tabela 2.1, exemplificam a ampla sistemática das causas intrínsecas aos processos de deterioração de estruturas de concreto, evidenciando a falta do controle de qualidade como uma falha humana durante o processo de construção. Além desses inevitáveis quanto à vida útil, um controle de qualidade executado de forma inadequada resultará em um desvio padrão maior, e

consequentemente o fabricante do concreto deverá produzir uma maior resistência média, o que implicará em maiores gastos, ou seja, um maior consumo de cimento para se obter a resistência característica especificada em projeto. (NEVILLE e BROOKS, 2010)

Tabela 2.1 - Exemplos de causas intrínsecas aos processos de deterioração das estruturas de concreto. (SOUSA e RIPPER, 1998)

FALHAS HUMANAS DURANTE A CONSTRUÇÃO	Deficiências em concretagem	Transporte
		Lançamento
		Juntas de concretagem
		Adensamento
		Cura
	Inadequação de escoramentos e formas	
	Deficiências nas armaduras	Má interpretação dos projetos
		Insuficiência de armaduras
		Mau posicionamento das armaduras
		Cobrimento de concreto insuficiente
		Dobramento inadequado das barras
		Deficiências nas ancoragens
		Deficiências nas emendas
	Utilização incorreta dos materiais de construção	Má utilização de anticorrosivos
		fck inferior ao especificado
		Aço diferente do especificado
		Solo com características diferentes
		Utilização de agregados reativos
	Utilização inadequada de aditivos	Utilização inadequada de aditivos
Dosagem inadequada do concreto		
Inexistência de controle de qualidade		
FALHAS HUMANAS DURANTE A UTILIZAÇÃO (AUSÊNCIA DE MANUTENÇÃO)		
CAUSAS NATURAIS	Causas próprias à estruturas porosa do concreto	
	Causas químicas	Reações internas ao concreto
		Expansibilidade de certos constituintes do cimento
		Presença de cloretos
		Presença de ácidos e sais
		Presença de anidrido carbônico
		Presença de água
		Elevação da temperatura interna do concreto
	Causas físicas	Variação de temperatura
		Insolação
		Vento
		Água
	Causas biológicas	

Nos últimos anos o termo “qualidade” tem sido utilizado de modo recorrente em várias áreas. A criação das Normas Internacionais ISO (*International Organization for Standardization*) série 9000 teve por objetivo estabelecer requisitos mínimos para um sistema que garanta a qualidade. No Brasil, essas normas surgem a partir da criação e aprovação do Código de Defesa do Consumidor, em março de 1991. Nas construções civis, o controle de qualidade realizado é orientado pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), que fornece diretrizes e bases para a execução das estruturas de concreto. Essas normas são atualizadas de acordo com as necessidades atuais e também pela evolução das pesquisas nos centros tecnológicos de engenharia.

Após essa breve introdução, este capítulo tratará do controle de qualidade utilizado em obras de concreto armado por meio de três temas: primeiro descreverá os métodos para o controle de qualidade aplicados ao aço e concreto em canteiro de obras; o segundo tema tratará da resistência à compressão do concreto (o principal parâmetro analisado atualmente para o controle de qualidade em estrutura de concreto armado) e o último tema versará sobre a problemática dos concretos não conformes.

2.1 MÉTODOS APLICADOS PARA O CONTROLE DA QUALIDADE DO AÇO E CONCRETO.

O controle de qualidade de uma estrutura de concreto é um processo amplo e complexo, pois engloba diversas variáveis como: planejamento, concepção estrutural, projeto de execução, conferência dos materiais a serem utilizados, controle dos serviços empregados, e por fim, sua utilização que influenciará diretamente em questões ligadas a durabilidade e vida útil da estrutura. Porém, este item se deterá na parcela do controle de qualidade empregado nos materiais utilizados em obra, mais especificamente o aço e concreto.

Existem diversos métodos para o controle de qualidade dos materiais empregados nas estruturas de concreto armado. Todavia, segundo Helene e Terzian (1992), o método escolhido deve conter respostas às seguintes questões: (a) Definição da qualidade a ser atendida; (b) Definição dos métodos de ensaio; (c) Explicitação dos fatores que influenciam na qualidade; (d) Quantificação desses fatores; (e) Definição do lote a analisar (controle da produção) ou a julgar (controle de aceitação); (f) O procedimento de retirada de exemplares; (g) A forma de constituição da amostra; (h) A frequência da constatação da qualidade e (i) A

formulação matemática que a partir dos resultados obtidos nos ensaios estime a qualidade especificada.

O método atualmente utilizado pela normalização brasileira para o controle de qualidade do concreto e do aço é o probabilístico dos estados limites. Segundo Fusco (2011) essa metodologia ganhou espaço devido aos avanços das pesquisas do cálculo estrutural em regime de ruptura e da probabilização das variáveis estruturais. Entre as décadas de 50 e 60 ficou demonstrado por meio de alguns trabalhos (LANGENDONCK, 1950; HUMSWOTH, 1954; MCINTOSH, 1968) que a variabilidade do concreto poderia ser admitida com distribuição normal e implementou-se o conceito de resistência característica. A Figura 2.3, de Fusco (2011), ilustra os parâmetros de uma população (ou lote, mais utilizado no meio técnico) de N elementos e das amostras de n exemplares retiradas dessa população. Onde: $x_m = \bar{x}$ é a média da amostra; μ_x é a média da população; S_x^2 é a variância da amostra; σ_x^2 é a variância da população; S_x é o desvio padrão da amostra; σ_x é o desvio padrão da população; $\delta_x = S_x/x_m$ é o coeficiente de variação da amostra e $\delta_x = \sigma_x/\mu_x$ é o coeficiente de variação da população.

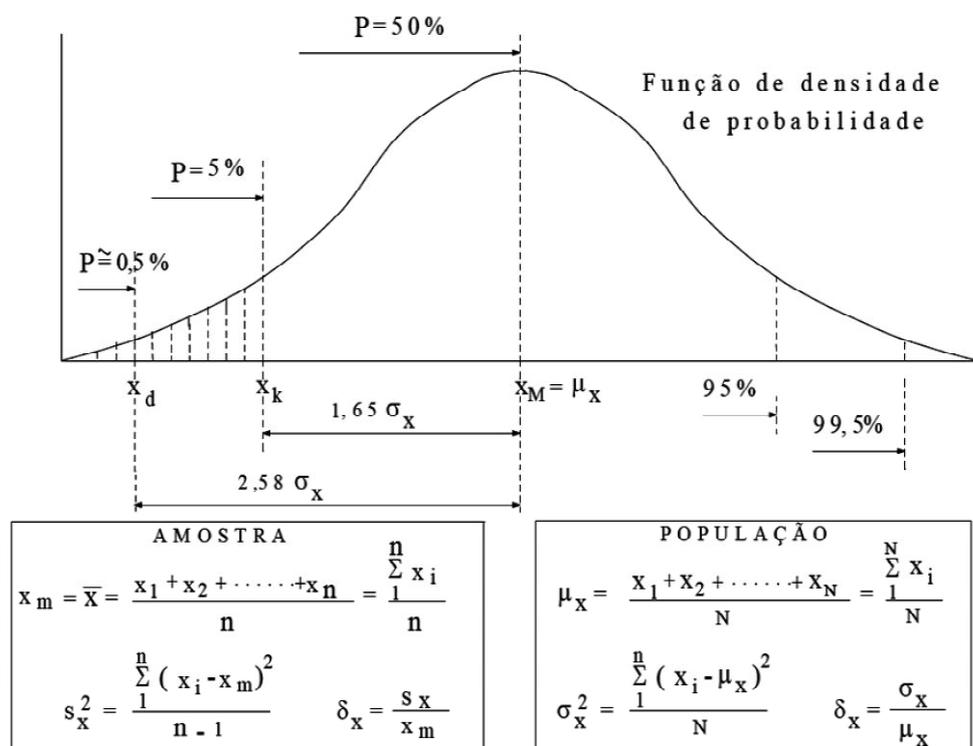


Figura 2.3 - Parâmetros de uma distribuição normal, mostrando a formulação para população e amostra. (FUSCO, 2011)

Segundo Clímaco (2008) os valores característicos f_k das resistências são os que, em um determinado lote de material, têm uma probabilidade de serem extrapolados, no sentido mais desfavorável para a segurança. No caso das recomendações da norma de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118:2014) a resistência característica do concreto é determinada a partir da resistência média (f_{cm}), com um *quantil* de 5% da distribuição considerada, ou seja, com uma probabilidade prefixada de que 95% dos resultados de ensaios obtenham valores acima do valor característico.

Após a descrição da metodologia probabilista que atualmente é utilizada para verificação da qualidade dos materiais destinados às estruturas de concreto armado, os itens 2.1.1 e 2.1.2 irão exemplificar em detalhes as metodologias empregadas no Brasil para o controle de qualidade do aço e concreto. O intuito da descrição desses itens neste trabalho é para uma posterior padronização da análise dos resultados dos ensaios de aderência, baseando-se nos mesmos preceitos das normas brasileiras vigentes.

2.1.1 Controle de qualidade das barras de aço das armaduras de concreto armado.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que os parâmetros para o controle de qualidade das barras e fios de aço destinados a armaduras de estruturas de concreto devem atender as especificações da ABNT NBR 7480:2007, a qual classifica como barras de aço os produtos com diâmetro nominal maior ou igual a 6,3 mm obtidos exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica (diâmetros nominais comerciais das barras de aço: 6,3 mm; 8,0 mm; 10,0 mm; 12,5 mm; 16,0 mm; 20,0 mm; 22,0 mm; 25,0 mm; 32,0 mm e 40,0 mm), e classifica como fios de aço aqueles com diâmetro nominal menor ou igual a 10 mm, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio (diâmetros nominais comerciais dos fios de aço: 2,4 mm; 3,4 mm; 3,8 mm; 4,2 mm; 4,6 mm; 5,0 mm; 5,5 mm; 6,0 mm; 6,4 mm; 7,0 mm; 8,0 mm; 9,5 mm e 10,0 mm). As barras são classificadas em CA-25, CA-50 e os fios de aço em CA-60 de acordo com o valor característico de resistência ao escoamento (250, 500 e 600 MPa, respectivamente).

A ABNT NBR 7480:2007 também preconiza algumas medidas para barras nervuradas de aço, destinadas ao concreto armado, como ilustra a Figura 2.4.

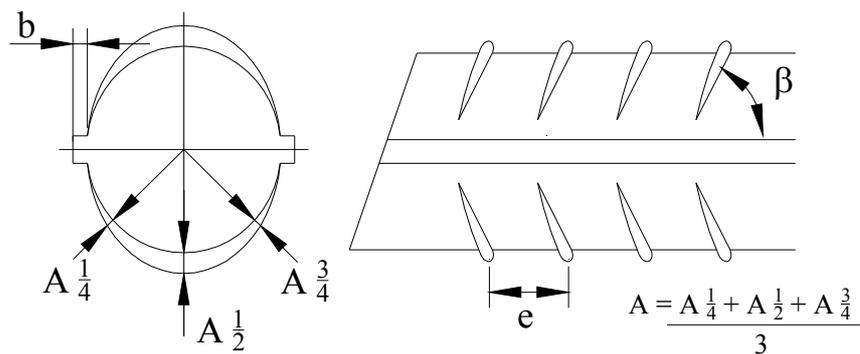


Figura 2.4 – Desenho esquemático de uma barra de aço (ABNT NBR 7480:2007)

Onde: e = Espaçamento médio entre nervuras; β = ângulo entre o eixo da nervura oblíqua e o eixo da barra; b = Altura da nervura longitudinal; $A_{1/4}$ = Altura da nervura à 1/4 do seu comprimento; $A_{1/2}$ = Altura da nervura à 1/2 do seu comprimento; $A_{3/4}$ = Altura da nervura à 3/4 do seu comprimento; A = Altura da nervura média. Salientando que a altura média (A) é obtida da média das alturas nos terços médios $A_{1/4}$, $A_{1/2}$ e $A_{3/4}$ e que o espaçamento médio (e) também é obtido pela média de $e_{1/4}$, $e_{1/2}$ e $e_{3/4}$, que são os espaçamentos nas respectivas alturas dos terços médios.

A recomendação da ABNT NBR 7480:2007 é de que os eixos das nervuras transversais oblíquas devem formar com a direção do eixo da barra um ângulo entre 45° e 75°. Para diâmetros maiores ou iguais a 10,0 mm, a altura média (A) das nervuras transversais oblíquas deve ser igual ou superior a 4% do diâmetro nominal, e para diâmetros nominais inferiores a 10,0 mm deve ser igual ou superior a 2% do diâmetro nominal. O espaçamento médio (e) das nervuras transversais oblíquas, medido ao longo de uma mesma geratriz, deve estar entre 50% e 80% do diâmetro nominal.

Referente aos possíveis defeitos, as barras de aço devem estar isentas de esfoliação (escamas), corrosão, manchas de óleo, redução de seção e fissuras transversais. Entretanto, a normalização admite um determinado grau de oxidação superficial, que após sua respectiva remoção não seja possível observar evidências de corrosão e comprometimento da conformação superficial. Outro fator importante é quanto a massa linear (kg/m), que deve ser igual a massa linear nominal com as respectivas tolerâncias, admitindo-se para o cálculo massa específica do aço igual a 7850 kg/m³. A Figura 2.5 ilustra o limite superior e inferior para a massa por unidade de comprimento para fios de aço e barras de aço, respectivamente.

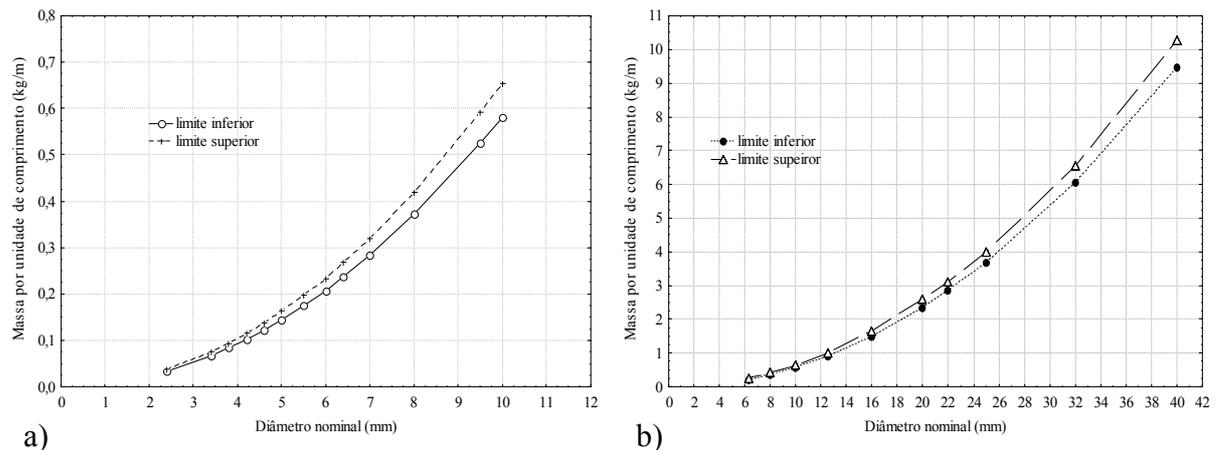


Figura 2.5 - Limite superior e inferior para a massa por unidade de comprimento. (a) Fios de aço; (b) Barras de aço.

Quanto às propriedades mecânicas, a Tabela 2.2 mostra as propriedades exigidas para barras e fios de aço destinados à armadura de concreto armado pela ABNT NBR 7480:2007. O ensaio de tração para verificação das propriedades mínimas, descritas na primeira parte da Tabela 2.2 é normalizado pela ABNT NBR 6892-1:2013, onde estão descritos os procedimentos para o ensaio de tração para obtenção dos valores de resistência de escoamento e limite de resistência à tração e também os métodos para obtenção do alongamento após ruptura e na força máxima. Outro ensaio é o de dobramento, descrito pela ABNT NBR 6153:1982, e tem como objetivo antever possíveis trincas que podem surgir durante o processo de dobramento das barras para confecção das armaduras. É importante ressaltar que a ABNT NBR 7480:2007 estabelece diâmetros mínimos do pino de dobramento para cada classe de aço e diâmetro nominal.

Tabela 2.2 - Propriedades exigidas para barras e fios de aço destinados à armadura de concreto armado. (ABNT NBR 7480:2007)

Categoria	Valores mínimos referentes aos ensaios de tração				Ensaio de dobramento a 180°		Ensaio de aderência aço-concreto	
	Resistência característica de escoamento f_{yk} (MPa)	Limite de resistência f_{st} (MPa)	Alongamento após ruptura em 10Ø A (%)	Alongamento total na força máxima A_{gt} (%)	Diâmetro do pino (mm)		Coeficiente de conformação superficial mínimo η	
					Ø<20	Ø≥20	Ø<10 mm	Ø≥10 mm
CA-25	250	$1,20 f_y$	18	-	2Ø	4Ø	1,0	1,0
CA-50	500	$1,08 f_y$	8	5	3Ø	6Ø	1,0	1,5
CA-60	600	$1,05 f_y$	5	-	5Ø	-	1,0	1,5

O único ensaio de aderência aço-concreto recomendado pela normalização brasileira é o normalizado pela ABNT NBR 7477:1982, 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.

Outro ensaio recomendado pela ABNT NBR 7480:2007 é o de verificação da resistência à fadiga das barras e fios de aço, este ensaio está descrito na ABNT NBR 7478:1982. Entretanto esses dois últimos ensaios são pouco realizados para compor o controle de qualidade do aço, sendo considerados complementares. A Figura 2.6 mostra as principais normas e os ensaios recomendados para barras e fios de aço destinados às estruturas de concreto.

Todavia, a propriedade do aço mais comumente analisada é sua resistência à tração de escoamento (f_y), ou em termo probabilista, a resistência característica de escoamento estimada ($f_{yk,est}$), sendo este valor obtido a partir de ensaios de tração, realizados de acordo com a ABNT NBR 6892-1:2013. O lote para o controle de qualidade do aço é composto por barras ou fios divididos na mesma categoria, com mesmo diâmetro nominal, mesma configuração geométrica e revestimento superficial, não excedendo 30 toneladas. Os exemplares para o ensaio de tração são retirados de uma amostra que é composta por um segmento de barra com comprimento de 1,5 m retirado aleatoriamente do lote.

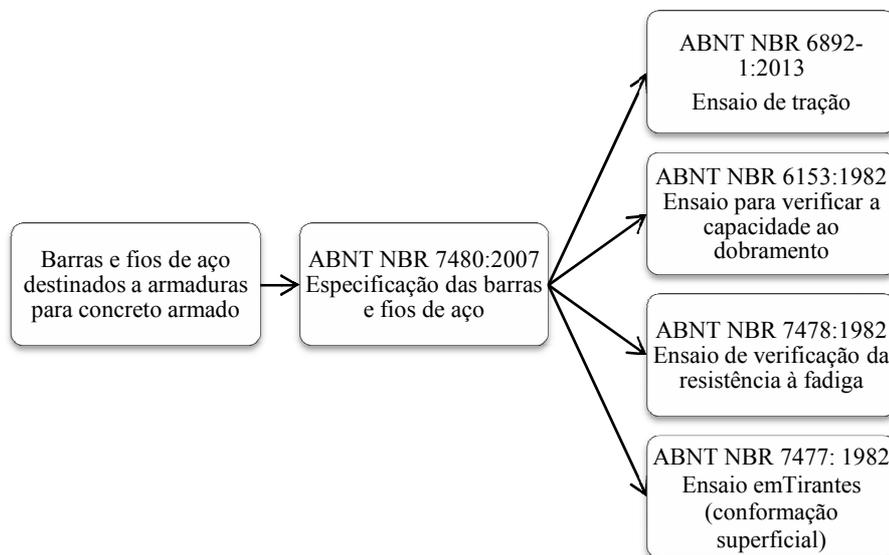


Figura 2.6 - Esquema mostrando as principais normas e ensaios recomendados para barras e fios de aço destinados às estruturas de concreto.

Quando o lote é perfeitamente rastreado até sua produção a norma admite 3 exemplares por amostra, caso contrário são necessários 6 exemplares. Para averiguação da $f_{yk,est}$ são necessários no mínimo 6 amostras. A ABNT NBR 7480:2007 estipula que a aceitação do lote

de aço se dará quando todos os resultados individuais estiverem iguais ou superiores aos mínimos ($f_{y1} = f_{yk,est} \geq f_{yk}$) indicados na Tabela 2.1. Quando o lote não for identificado, para o cálculo da $f_{yk,est}$ emprega-se a equação 2.1. Os critérios de aceitação do lote se darão quando este valor calculado satisfizer a equação 2.2.

$$f_{yk,est} = 2 \times \frac{f_{y1} + f_{y2} + \dots + f_{ym-1}}{m-1} - f_{ym} \quad \text{Equação 2.1}$$

$$f_{yk,est} \geq f_{yk} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde f_{yk} é a resistência característica de escoamento estabelecida na Tabela 2.1, $f_{yk,est}$ é a resistência característica de escoamento estimada nos ensaio de tração; f_{y1} a f_{yn} são os resultados individuais obtidos para tensão de escoamento no ensaio de tração em ordem crescente. $m = 3$ para 6 amostras e 6 para 12 amostras. O valor obtido de $f_{yk,est}$ deverá ser superior a $\psi_6 \times f_{y1}$, sendo $\psi_6 = 0,92$ para 6 amostras e $\psi_6 = 0,99$ para 12 amostras.

2.1.2 Controle de qualidade do concreto

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que os parâmetros para o controle de qualidade do concreto destinado às estruturas devem atender as especificações da ABNT NBR 12655:2006. A Figura 2.7, organizada por Battagin (2011), ilustra o sistema de hierarquia que a normalização brasileira utiliza para estruturas de concreto usuais.

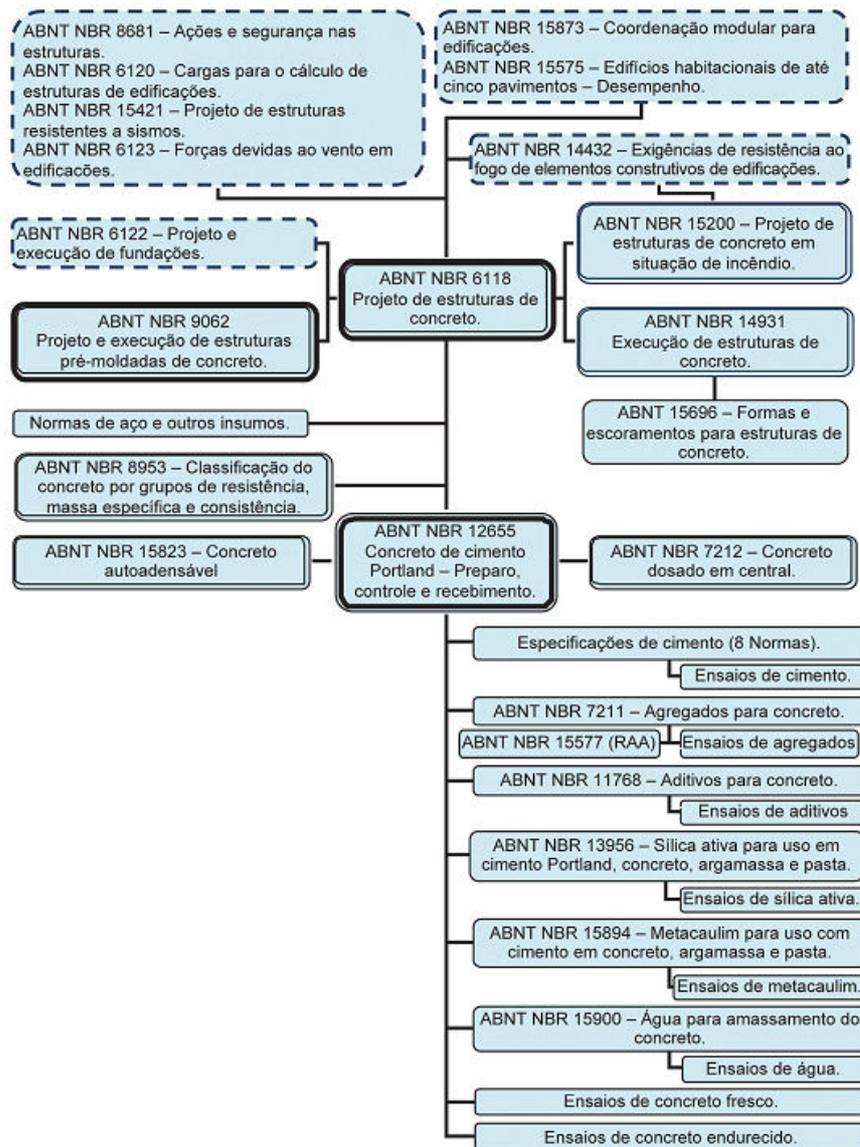


Figura 2.7 - Esquema mostrando a hierarquia das principais normas e ensaios recomendados para estruturas usuais de concreto. (BATTAGIN, 2011)

Dentro do controle no estado fresco do concreto, a preocupação maior é quanto a trabalhabilidade e consistência que garante a adequada aplicação do concreto nas formas. O ensaio mais utilizado é o de abatimento de tronco de cone (*slump test*), normalizado pela ABNT NBR NM 67:1996, que consiste em indicar a trabalhabilidade e homogeneidade do concreto. A ABNT NBR 12655:2006 recomenda que o ensaio de abatimento deve ser executado nos seguintes casos: (1) no início de cada turno de concretagem, (2) quando ocorrer alterações na umidade dos agregados, (3) após a troca de equipe de produção, (4) sempre que houver uma interrupção da concretagem por um período igual ou superior a 2 horas e a cada vez que foram moldados corpos de prova para o controle de qualidade à compressão.

Quando é realizado um processo de dosagem com os materiais empregados na obra antes do início da concretagem, o abatimento de tronco de cone servirá como uma medida indireta do consumo de água em cada betonada durante a produção do concreto. (RECENA e PEREIRA, 2011). Ainda no estado fresco, existem ensaios para determinação do teor de ar incorporado e da massa específica do concreto, segundo as recomendações da ABNT NBR 9833:2009. E também existem ensaios realizados para verificação de propriedades específicas do concreto no estado fresco, como por exemplo: ensaios para avaliar o calor de hidratação, retração, penetração, fator de compactação, propriedades reológicas, dentre outros.

No estado endurecido do concreto, as principais propriedades mecânicas exigidas pela ABNT NBR 6118:2014 são: resistência à compressão (f_c), módulo de elasticidade (E_c) e resistência à tração (f_{ct}). É importante destacar que é a ABNT NBR 15146-1:2011 que especifica os requisitos mínimos exigíveis para qualificação de pessoal responsável pela execução das atividades de controle da qualidade, relativas ao concreto e seus materiais constituintes.

A resistência à compressão axial do concreto é o parâmetro mais comumente avaliado e utilizado, este valor refere-se ao resultado de ensaios de compressão de cilindros de concreto moldados segundo a ABNT NBR 5738:2008 e rompidos segundo os parâmetros da ABNT NBR 5739:2007. O item 2.3 tratará de explicar considerações acerca da resistência à compressão do concreto, dada sua importância no contexto geral do controle de qualidade das estruturas de concreto.

Para a determinação do módulo estático de elasticidade à compressão devem-se seguir as recomendações da ABNT NBR 8522:2008, a qual determina o módulo tangente inicial (E_{ci}) a 30% f_c . Na falta desses resultados, a ABNT NBR 6118:2014, admite a correlação entre módulo de elasticidade e a resistência característica à compressão (f_{ck}) por meio da Equação 2.3 e 2.4. Sendo que o $\alpha E=1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha E=1,0$ para granito e gnaisse; $\alpha E=0,9$ para calcário e $\alpha E=0,7$ para arenito.

$$E_{ci} = 5600 \cdot \alpha E \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{Equação 2.3}$$

$$E_{ci} = 21500 \cdot \alpha E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}) \quad \text{Equação 2.4}$$

A resistência à tração pode ser determinada em ensaios de tração direta (f_{ct}) ou em ensaios de tração indireta por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) através das recomendações da ABNT NBR

7222:2011. Outra possibilidade é por meio do ensaio de tração indireta por flexão ($f_{ct,f}$), recomendado pela ABNT NBR 12142:2010. A correlação entre esses três métodos de ensaios é dada pela equação 2.5. E na falta desses ensaios a ABNT NBR 6118:2014 admite a correlação entre resistência à tração média e a resistência característica à compressão (f_{ck}) por meio da Equação 2.6 e 2.7. E os valores característicos inferiores e superior da resistência à tração através das equações 2.8 e 2.9, respectivamente.

$$f_{ct} = 0,9f_{ct,sp} = 0,7f_{ct,f} \quad \text{Equação 2.5}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} \quad (f_{ck} \leq 50\text{MPa}) \quad \text{Equação 2.6}$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln (1 + 0,11f_{ck}) \quad (50 < f_{ck} \leq 90\text{MPa}) \quad \text{Equação 2.7}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} \quad \text{Equação 2.8}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m} \quad \text{Equação 2.9}$$

2.2 AVALIAÇÕES DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.

A resistência à compressão do concreto é atualmente o parâmetro mais avaliado e utilizado para o controle de qualidade do concreto. Os autores Silva Filho e Helene (2011) comentam que embora as normas e recomendações sobre estruturas de concreto demandam ou sugerem que se aumente o número de parâmetros de controle da qualidade de obras de concreto, incluindo, por exemplo, o módulo de elasticidade e a absorção capilar, a tradição da área ainda é basear o controle essencialmente no monitoramento dos resultados de ensaios à compressão de corpos de prova moldados durante a concretagem. Recena e Pereira (2011) salientem ainda que o controle da resistência à compressão, na maioria das vezes, tem sido confundido com o próprio controle tecnológico do concreto, limitando deste modo o processo que é muito mais amplo e possuem outras variáveis importantes a serem controladas.

Segundo o boletim ACI 214R:2002, existem diversos fatores que podem causar variações na resistência do concreto. A Figura 2.8 exemplifica os principais fatores descritos pelo ACI 214R:2002.

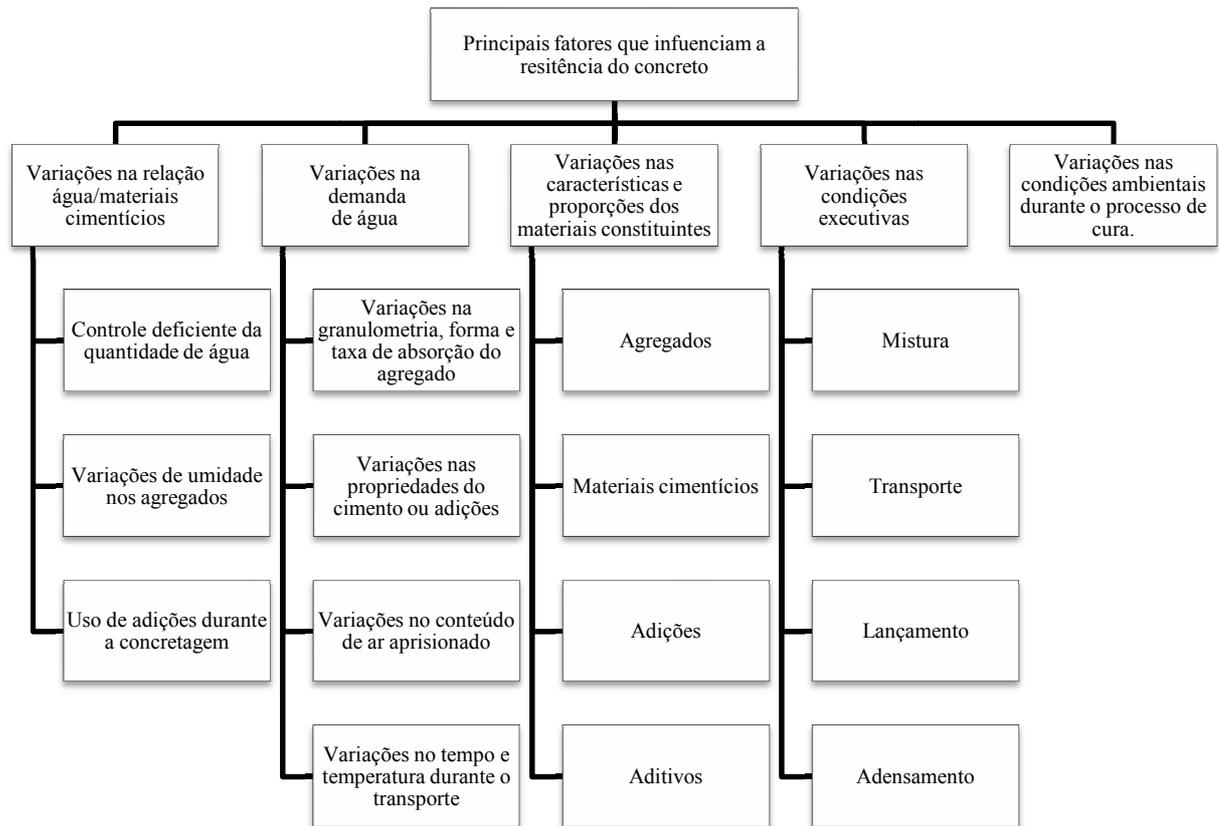


Figura 2.8 - Alguns fatores que influenciam a resistência do concreto. (ACI 214R:2002)

Para contornar esta variabilidade inerente a própria resistência do concreto as normas adotam conceitos estáticos. Como o salientado no item 2.2, o processo de aceitação dos materiais destinados à estruturas de concreto armado estão fundamentados em avaliações probabilistas com distribuição dos valores de resistência obedecendo a uma curvatura normal. No caso do concreto o processo de controle de qualidade está baseado na avaliação da resistência característica à compressão (f_{ck}) aos 28 dias de idade que é definida estatisticamente como sendo o valor no qual seria superado, teoricamente, por 95% dos valores individuais (SILVA FILHO E HELENE, 2011). A Figura 2.9 ilustra um exemplo apresentado pelo boletim ACI 214R-02:2002 de aplicação desse tipo de distribuição dos valores, onde pode-se observar que uma curva normal com resistência média de 24 MPa e desvio padrão de 3,21 MPa foi ajustada a uma série com 46 resultados. Deste modo, como salientado anteriormente no item 2.2, em uma distribuição normal, o quantil de 95% de aceitação é obtido quando se toma um valor situado a 1,65 desvios padrão abaixo da média. Dessa forma, para a distribuição normal da Figura 2.9 a resistência à compressão característica estimada $f_{ck,est}$ seria de 18,7 MPa.

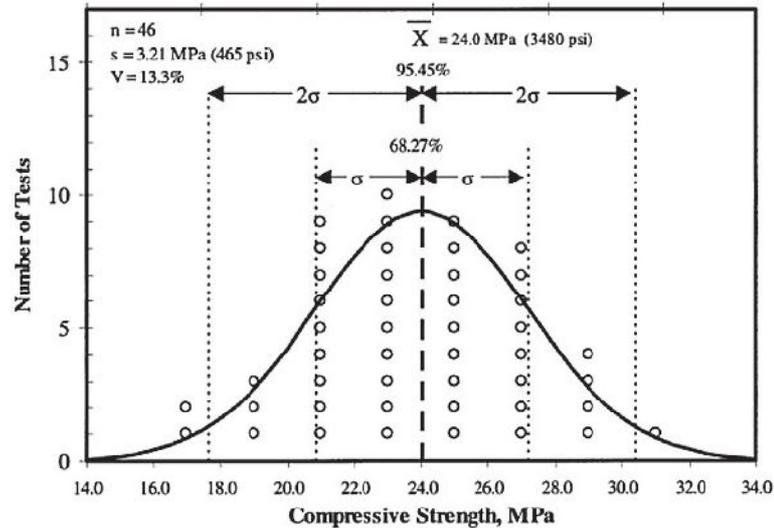


Figura 2.9 - Ajuste de uma distribuição normal a resultados de ensaios de resistência à compressão do concreto. (ACI 214R-02:2002)

O valor da resistência característica à compressão é estimado através dos procedimentos recomendados pela ABNT NBR 12655:2006. O lote de concreto é formado a partir dos limites mostrados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Valores para formação de lotes de concreto. (ABNT NBR 12655:2006)

Limites superiores	Solicitação principal dos elementos da estrutura	
	Compressão ou Compressão e flexão	Flexão simples
Volume de concreto	50 m ³	100 m ³
Número de andares	1	1
Tempo de concretagem	3 dias de concretagem ou um prazo máximo de 7 dias quando houver pausas para eventuais tratamentos de juntas	

As amostras devem ser coletadas aleatoriamente durante a operação de concretagem, seguindo as recomendações da ABNT NBR NM 33:1998 deve ser retirado 1,5 vezes o volume necessário para amostragem dos corpos de prova, ficando este valor com, no mínimo, 30 litros de concreto. A amostragem deve ser retirada entre 15% a 85% da descarga do caminhão. Para compor a amostra deve-se moldar, no mínimo, 2 corpos de prova por idade de ensaio, seguindo os procedimentos da ABNT NBR 5738:2008, sendo que o maior valor obtido no ensaio de compressão de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5739:2007 permanecerá como resistência do exemplar.

A ABNT NBR 12655:2006 estabelece dois tipos de controle da qualidade do concreto, como ilustra a Figura 2.10: (1) por meio de amostragem parcial; (2) por meio de amostragem total.

No primeiro caso, em que são retirados amostras de algumas amassadas de concretos, as amostras devem ser constituídas de 6 exemplares, ou seja, no mínimo 12 corpos de prova para os concretos do grupo I (classes $\leq C50$) e de 12 exemplares para concretos do grupo II (classes $>C50$), o que resulta um mínimo de 24 corpos de prova. Para lotes com número de exemplares $6 \leq n \leq 20$, o valor da resistência característica estimada ($f_{ck,est}$) é dado pela Equação 2.10.

$$f_{ck,est} = 2 \times \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde: m = quantidade de amostras (n) dividida por 2, adota-se $n-1$, caso o valor de n for ímpar. f_1, f_2, \dots, f_n = valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente.

Para lotes com número de exemplares $n \geq 20$, o valor da resistência característica estimada ($f_{ck,est}$) é dado pela Equação 2.11.

$$f_{ck,est} = f_{cm} - 1,65S_d \quad \text{Equação 2.11}$$

Onde: f_{cm} = resistência média à compressão dos exemplares do respectivo lote. S_d = desvio padrão da amostra de n elementos.

A normalização faz uma ressalva de que o valor obtido de $f_{ck,est}$ deverá ser superior a $\psi_6 \times f_l$, sendo que ψ_6 varia conforme a condição de preparo e do número de exemplares da amostra, como mostra a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Valores de ψ_6 . (ABNT NBR 12655:2006)

Condição de preparo	Número de exemplares										
	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	≥ 16
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02
B ou C	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02

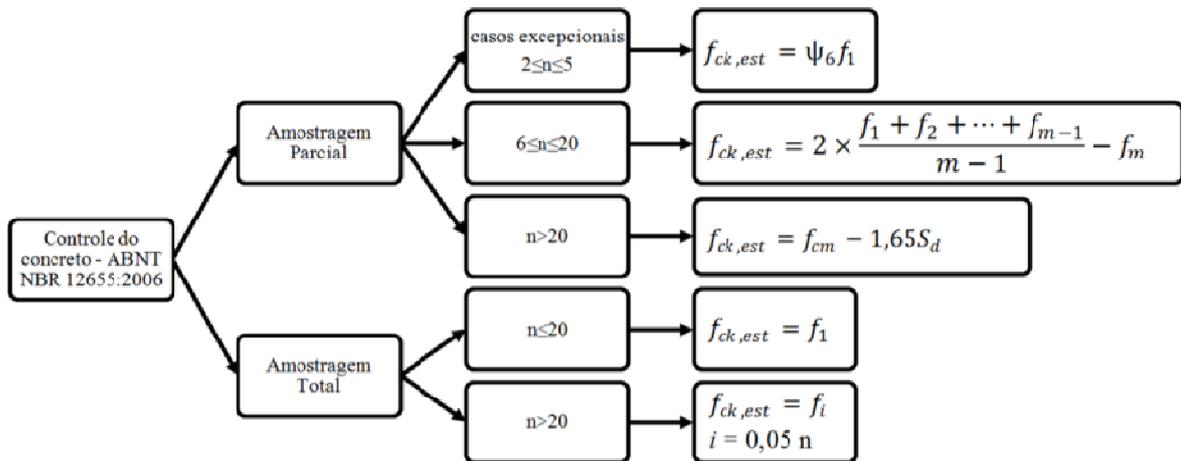


Figura 2.10 - Resumo do esquema de controle da ABNT NBR 12655:2006.

De acordo com a ABNT NBR 12655:2006, o desvio-padrão (S_d) utilizado na determinação da resistência característica à compressão deve ser fixado com no mínimo 20 resultados consecutivos obtidos no intervalo de 30 dias, em período imediatamente anterior. Entretanto a norma não admite adotar valores de S_d menores que 2 MPa. Na falta desta condição para determinação do desvio padrão, a norma admite correlacionar o desvio padrão com a condição de preparo do concreto, como mostra a Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Correlação entre a condição de preparo do concreto e desvio padrão. (ABNT NBR 12655:2006)

Condição de preparo do concreto	Desvio Padrão (MPa)
A	4,0
B	5,5
C	7,0

Onde: Condição A: aplicável às classes C10 até C80, onde o cimento e agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume mediante dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados. Condição B: aplicável às classes C10 até C25, onde o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume e também aplicável às classes C10 até C20, onde o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em volume. A umidade do agregado miúdo é determinada pelo menos três vezes durante os serviços de mesmo turno de concretagem. Condição C: aplicável apenas às classes

C10 e C15, onde o cimento é medido em massa, a água de amassamento e agregados são medidos em volume.

No segundo tipo de controle da qualidade do concreto, em que são retiradas amostras de 100% das betonadas de concreto, não há limitação para a quantidade mínima de exemplares do lote. E o valor da resistência característica estimada ($f_{ck,est}$) é dado pela Equação 2.12 para $n \leq 20$ e para $n > 20$ pela Equação 2.13.

$$f_{ck,est} = f_1 \quad \text{Equação 2.12}$$

$$f_{ck,est} = f_i \quad \text{Equação 2.13}$$

Onde: f_1, f_2, \dots, f_n =valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente. $i = 0,05 n$, adota-se o número inteiro imediatamente superior quando i for fracionário (por exemplo: para $f_{ck,est} = f_3$, há necessidade de no mínimo de 41 exemplares ,ou seja, 82 corpos de prova).

Cabe salientar que estes processos de controle da qualidade do concreto entregue ou feito nas obras sofrem variações de acordo com a metodologia e a região de produção do mesmo. Isso significa que o mesmo concreto pode ser considerado conforme ou não conforme dependendo do critério de aceitação conduzido e adotado. Além disso, situações de moldagem, cura, acondicionamento, transporte e rompimento dos testemunhos podem reduzir consideravelmente o potencial de resistência do exemplar analisado. Identificar as maiores fontes de dispersão da resistência à compressão do concreto e a real dimensão do problema torna-se fundamental para a garantia de um nível satisfatório de confiabilidade estrutural dos elementos executados (MAGALHÃES, 2011).

2.2.1 Principais fatores que influenciam no controle da resistência à compressão do concreto

Existem muitos fatores que podem influenciar no resultado de resistência à compressão do concreto medida no ensaio de controle padronizado (NEVILLE, 1997). Os autores Helene e Terzian (1992), por meio da Tabela 2.6, descrevem e quantificam uma série de fatores pertinentes que podem influenciar na resposta do ensaio. Esses fatores são divididos em: (A) materiais; (B) Mão de obra; (C) Equipamento e (D) Procedimento de ensaio.

Tabela 2.6 - Principais fatores que influenciam o resultado da resistência à compressão potencial do concreto medida no ensaio de controle. HELENE E TERZIAN (1992)

Causas de Variação		Efeito máximo no resultado
(A) Materiais	Variabilidade da resistência do cimento	±12%
	Variabilidade da quantidade total de água	±15%
	Variabilidade dos agregados (principalmente miúdos)	± 8%
(B) Mão de obra	Variabilidade do tempo e procedimento de mistura	- 30%
(C) Equipamento	Ausência de aferição de balanças	- 15%
	Mistura inicial, sobre e subcarregamento, correias, etc.	- 10%
(D) Procedimento de Ensaio	Coleta imprecisa	- 10%
	Adensamento inadequado	- 50%
	Cura (efeito considerado a 28 dias ou mais)	±10%
	Remate inadequado dos topos	- 30% para concavidade - 50% para convexidade
	Ruptura (velocidade de carregamento)	± 5%

Os autores Bauer e Bauer (2000) também listam as variáveis que influenciam no processo de controle da qualidade do concreto, através da Tabela 2.7. Na qual subdividem em variáveis inerentes as propriedades do concreto e aos métodos de ensaios.

Tabela 2.7 - Fatores que contribuem para a variação dos resultados nos ensaios de resistência à compressão. BAUER E BAUER (2000)

Variáveis nas propriedades do concreto	Diferenças nos métodos de ensaios
<ul style="list-style-type: none"> Variações no fator água/cimento 	<ul style="list-style-type: none"> Diferentes procedimentos de amostragem
<ul style="list-style-type: none"> Controle defeituoso da quantidade de água 	<ul style="list-style-type: none"> Técnicas não uniformes de moldagem
<ul style="list-style-type: none"> Variação excessiva da umidade dos agregados 	<ul style="list-style-type: none"> Grau de compactação
<ul style="list-style-type: none"> Variação nas exigências em água de mistura 	<ul style="list-style-type: none"> Manuseio excessivo das amostras
<ul style="list-style-type: none"> Granulometria dos agregados Materiais não uniformes 	<ul style="list-style-type: none"> Falta de cuidados com o corpo de prova recém moldado
<ul style="list-style-type: none"> Variação nas características e proporções entre os elementos componentes - Agregados, cimento, pozolanas e aditivos 	<ul style="list-style-type: none"> Mudança nas condições de cura Umidade variável
<ul style="list-style-type: none"> Variações de temperatura e cura 	<ul style="list-style-type: none"> Técnica de ensaio Capeamento do corpo de prova Ensaio de compressão

Para a verificação da resistência à compressão do concreto, devem-se moldar corpos de prova de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5738:2008, cujos moldes devem ser cilíndricos, com altura o dobro do diâmetro da base, como por exemplo: 10x20 cm ou 15x30 cm. A normalização específica que as dimensões dos corpos de prova não devem exceder a 1% do diâmetro e 2% da altura, o que na prática, na maioria das vezes não acontece, em razão dos maus com os moldes. O adensamento dos corpos de prova pode ser realizado por haste manual ou vibrador mecânico, por meio de camadas sobrepostas de concreto. É de fundamental importância o adequado adensamento, pois sua falta pode provocar falhas nos corpos de prova e o excesso pode vir a promover a segregação dos materiais.

Para execução do ensaio de compressão devem-se seguir as recomendações da ABNT NBR 5739:2007 a qual determina que os topos do corpo de prova necessitam ser regularizados ou nivelados para evitar concentradores de tensões que podem vir a influenciar o resultado. A regularização pode ser feita por meio de retificação (desgaste mecânico) ou por capeamento (enxofre ou remate com pasta de cimento). O resultado final do método escolhido deve proporcionar que os topos fiquem planos, paralelos e lisos, de modo que o carregamento seja uniformemente distribuído durante o ensaio. Pequenas irregularidades na superfície provocam excentricidade pelo carregamento não uniforme, restringindo a resistência do material. Como parâmetro de verificação a norma prevê que o tratamento utilizado não deve reproduzir desvios de planicidade superiores a 0,05 mm e desvio entre as faces paralelas e o eixo longitudinal superiores a 0,5°.

As normas internacionais que regulamentam o ensaio de resistência à compressão do concreto, por vezes diferem da normalização brasileira em termos de valores limitadores, tipo de material e equipamentos utilizados. Em relação ao tratamento superficial realizado sobre os topos dos corpos de prova, a ASTM C 617:2010 e ASTM C 1231:2012, além do capeamento colado usando pasta de cimento, argamassa de enxofre ou gesso de alta resistência, regulamenta o uso de capeamento não colado, por meio de almofadas de neoprene. Da mesma forma, a EN 12390-2:2009 estabelece o uso de argamassa de cimento, argamassa de enxofre, retificação mecânica e capeamento não colado por meio do método da caixa de areia. Para os casos em que os corpos de prova apresentarem superfície muito irregular e os capeamentos tradicionais não puderem ser realizados, a NM 77:1996 prevê a utilização de corte com disco diamantado. A Tabela 2.8 apresenta um resumo dos tipos de regularização de topos de corpos de prova submetidos à compressão.

Tabela 2.8 – Sistemas de regularização para topos de corpos de prova submetidos à compressão (BEZERRA, 2007).

Sistema de Regularização	Característica	Exemplo
<ul style="list-style-type: none"> • Capeamento aderente 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilização de material com aderência química ou física formando camada regularizadora. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mistura de enxofre; • Pasta ou argamassa de cimento.
<ul style="list-style-type: none"> • Capeamento não aderente 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilização de material não aderente ao corpo de prova o qual pode estar confinado ou não. 	<ul style="list-style-type: none"> • Elastômeros (Policloroprene ou Neoprene); • Areia confinada.
<ul style="list-style-type: none"> • Desgaste mecânico 	<ul style="list-style-type: none"> • Remove-se uma fina camada de ambos os lados do corpo de prova pelo processo mecânico de desgaste. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sistema de retífica.

Atualmente não existe um consenso do melhor tipo de regularização entre os laboratórios de controle tecnológico, pois a aplicabilidade depende de cada caso, das características do corpo de prova, dos equipamentos, e dos técnicos habilitados disponíveis. Existem vários estudos que buscam correlacionar as melhores técnicas de preparação de topos de corpos de prova. Os autores Scandiuzzi e Andriolo (1986) compararam resultados entre os capeamentos com enxofre e pasta de cimento e observaram melhores resultados e menores variações para os corpos de prova capeados com enxofre.

Entretanto o tipo de capeamento não colocado, por meio de almofadas confinadas de neoprene, vem sendo utilizado, cada vez mais, nos laboratórios de controle tecnológico do concreto, devido principalmente a rapidez proporcionada por este método quando comparado aos outros procedimentos de regularização de topos de corpos de prova. Apesar de não regulamentado pela normalização brasileira, a ABNT NBR 5739:2007 permite à realização de outros tipos de métodos para regularização de topos, desde que estes sejam submetidos à avaliação prévia por comparação estatística, com resultados obtidos de corpos de prova capeados por processo tradicional, e os resultados obtidos apresentem-se compatíveis.

O policloroprene, que é conhecido comercialmente como neoprene, é um tipo de capeamento elastomérico não aderido em forma de disco, fabricado com diferentes durezas Shore A, que pode ser utilizado confinado em base metálica ou não. A forma em que se obtêm os melhores resultados de resistência à compressão é confinando esse material, visto que, não confinada, a

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

almofada de neoprene deforma-se radialmente, gerando forças de tração na base dos corpos de prova. Existem vários estudos que buscam correlacionar as melhores técnicas de preparação de topos de corpos de prova. Resultados experimentais obtidos por Marco et al. (2003) e Pereira (2008) comprovam que a almofada de neoprene confinada em base metálica produz resultados maiores que a não confinada, independentemente da espessura. Segundo Bezerra (2007) os discos de neoprene deformam-se no carregamento inicial para conformarem-se às extremidades do corpo de prova e são contidos da propagação excessiva da lateral por placas e anéis de metal que garantem uma distribuição uniforme da carga aplicada pelo equipamento de ensaio. Além disso, o mesmo autor cita que os corpos de prova ensaiados com almofadas de neoprene apresentam ruptura mais brusca que os capeamentos colados, devido ao fato dos capeamentos elastoméricos absorverem mais energia de deformação. Segundo Trejo et al. (2003) e Barbosa et al. (2010), os corpos de prova cilíndricos capeados com enxofre produzem os melhores valores de resistência comparativamente às almofadas de neoprene.

O Grupo de pesquisa LEME (Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais) vem estudando nos últimos anos as variáveis envolvidas no processo de controle tecnológico do concreto. O trabalho desenvolvido por Jerônimo et al. (2011) mostrou que o sistema de capeamento com enxofre apresenta resultados similares aos de retificação e a regularização com neoprene apresentou os melhores resultados. Para verificação da efetividade da regularização foi colocado um papel carbono junto com um papel branco entre o topo do corpo de prova e a base da prensa durante o rompimento, como mostra a Figura 2.11(a).

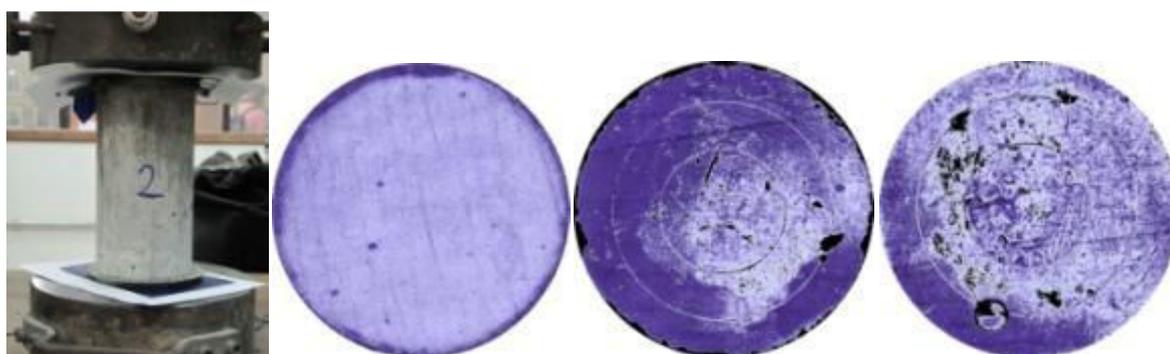


Figura 2.11: (a) Foto do esquema do ensaio de compressão com papel carbono. Imagens escaneadas correspondentes aos topos dos corpos-de-prova: (b) Regularização com neoprene; (b) Retificado; (c) Capeamento com enxofre. (JERÔNIMO ET AL. (2011))

Após esse procedimento, os papéis carbono foram escaneados com a utilização do software Photoshop® CS5 que se contabilizou o percentual das áreas reais de contato dos diferentes tipos de regularizações dos topos dos corpos de prova, a Figura 2.11 (b), (c) e (d) mostram as imagens escaneadas obtidas para cada tipo de regularização e o gráfico da Figura 2.12 mostra como a perda de área de contato da regularização com a prensa implica diretamente em diminuição da resistência à compressão dos corpos de prova..

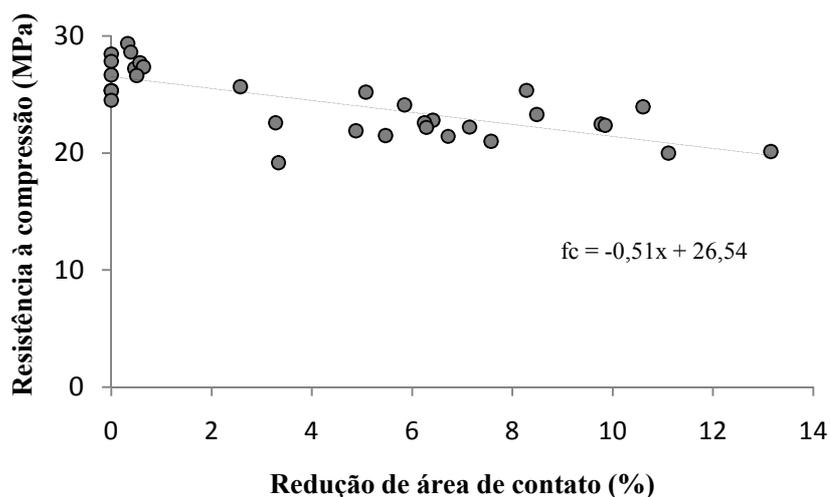


Figura 2.12 - Relação da perda de área de contato e a diminuição da resistência à compressão do concreto. (JERÔNIMO et. al. (2011))

O autor Chies (2011) realizou um trabalho onde foram testados concretos com resistências à compressão entre 20 a 120 MPa, utilizando diferentes tipos de regularização: 2 composições de enxofre, 2 durezas de neoprene e retificação na horizontal e na vertical. Os resultados mostraram que o capeamento com enxofre, de acordo com a ABNT NBR NM 66:1996, apresenta resultados satisfatórios até 40 MPa, porém com coeficientes de variação maiores que os outros métodos. Os resultados com uso de neoprene e retífica vertical, em média apresentaram os melhores resultados, com coeficientes de variação menores que os outros métodos. A pesquisa mostra que para concretos com resistências entre 20 e 30 MPa, todos os métodos apresentam boa aplicabilidade. Para concretos entre 30 e 50 MPa, os melhores resultados foram com uso de neoprene com dureza 70 shore A seguido do neoprene com dureza 60 shore A. Para concretos de alta resistência (~120 MPa), a retífica vertical apresentou os melhores resultados, confirmando que o neoprene possui uso restrito para CAR, como recomenda a ASTM C 1231:2012. A Figura 2.13 mostra os resultados obtidos pelo autor.

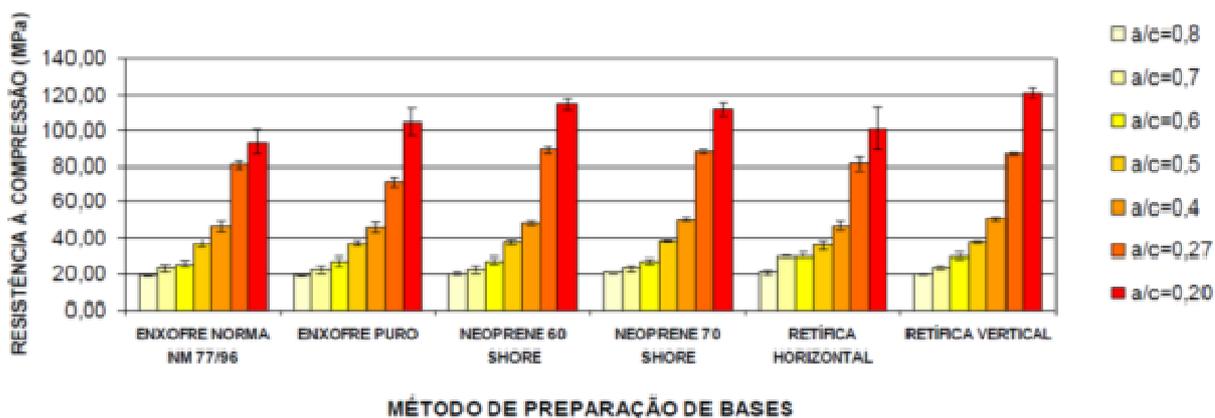


Figura 2.13 - Comparação entre os resultados de resistência à compressão para os diferentes tipos de regularização e composições de concreto. (CHIES, 2011)

O trabalho de Chies et al. (2013) mostrou que o neoprene confinado adequadamente (Figura 2.14) produz baixa variabilidade da resistência à compressão ao longo do seu uso. Esse estudo mostrou que o envoltório metálico que proporciona o confinamento ao neoprene é um dos parâmetros fundamentais para a eficiência do ensaio e as recomendações da ASTM C1231:2012 que descrevem as dimensões deste envoltório são estritamente necessárias para a boa aplicabilidade do método.



Figura 2.14 - Envoltório metálico utilizado para o confinamento do neoprene. (JERÔNIMO et al. (2011) e CHIES et al. (2013))

A Figura 2.15 ilustra os resultados obtidos pelos autores, mostrando a resistência à compressão dos 120 corpos de prova ensaiados sequencialmente com uso de neoprene e dos 9 corpos de prova ensaiados com utilização de retífica. Os valores obtidos de resistência à compressão com utilização do neoprene não apresentaram diferenças significativas dos resultados obtidos com a utilização da retífica. Um fato interessante observado nessa pesquisa foi que a maioria dos tipos de ruptura (45,8%) observados com uso de neoprene foi à do tipo

F indicado pela ABNT NBR 5739:2007 (Fraturas no topo e/ou na base abaixo do capeamento) e com a utilização da retífica não houve este tipo de ruptura. Os autores salientam que esse fato não desqualifica a utilização do neoprene confinado, pois como mostra os resultados, a resistência à compressão não diminuiu devido a esse tipo de ruptura.

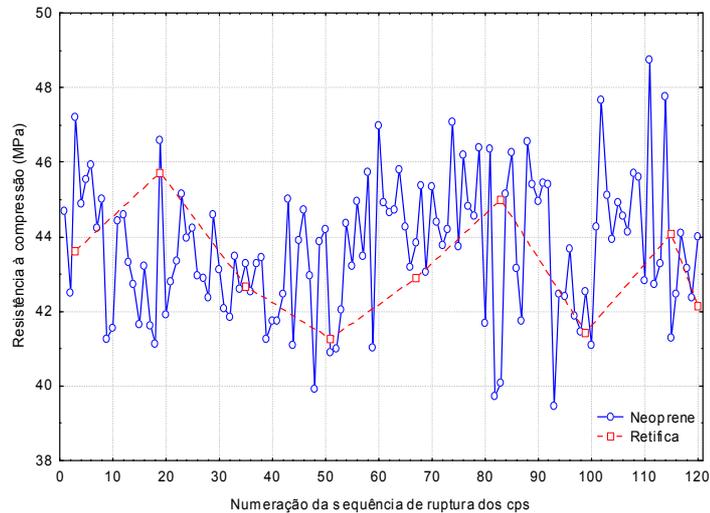


Figura 2.15 - Resultados de resistência à compressão na sequência de ruptura. (CHIES et al. (2013))

Com a necessidade crescente de obter resistências cada vez maiores, ocorre a necessidade de ter equipamentos específicos para mensurá-la, cada vez mais sofisticados. Segundo a ABNT NBR 5739:2007, a estrutura de aplicação da carga deve ter capacidade compatível com os ensaios a serem realizados, permitindo a aplicação controlada de carga sobre o corpo de prova colocado entre os pratos de compressão. Na maioria das vezes, não existe prensa adequada para o ensaio de resistência a compressão no canteiro de obra, necessitando assim da obrigatoriedade da contratação de serviços laboratoriais cadastrados, algumas vezes distantes do local da obra. Esses agravantes são mais evidentes em países mais desfavorecidos economicamente, onde normalmente a demanda de construir é maior e urgente. Durante o processo de carregamento do corpo de prova ocorre o chamado efeito de atrito entre os pratos da prensa, fato que pode modificar as distribuições de tensões nas faces do corpo de prova, como mostrado pelos autores Jacinto e Giongo (2005) por meio da Figura 2.16.

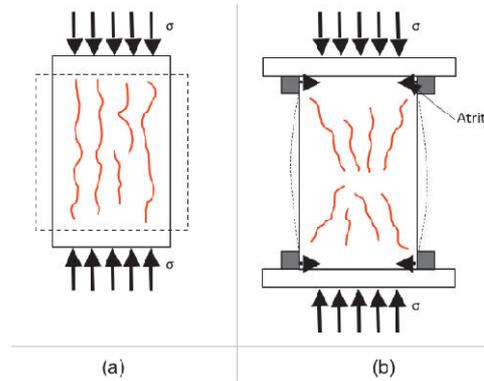


Figura 2.16 - Comportamento da fissuração em corpo de prova de concreto (a) sem restrição e (b) com restrição. (JACINTO e GIONGO, 2005)

Segundo Fusco (1995), esse efeito de atrito dos pratos da prensa sobre o corpo de prova afeta a microfissuração e conseqüentemente a forma de ruptura, fato que não representa fielmente a realidade. Porém, se eliminar esse atrito a provável ruptura real se difere da ruptura que aparentemente ocorre nos ensaios de compressão, como mostra a Figura 2.17. Outro fator pertinente ao ensaio de compressão simples, segundo Andrade e Tutikian (2011), é que o esforço que o corpo de prova está sujeito durante a execução do carregamento não é comum em peças estruturais. Deste modo, para averiguar a resistência do concreto, surge à necessidade de estudar os efeitos de carregamentos em estados múltiplos de tensão. No entanto, esses ensaios são realizados apenas em situações restritas e específicas, pois são demasiadamente complexos de serem implementados e instrumentados.

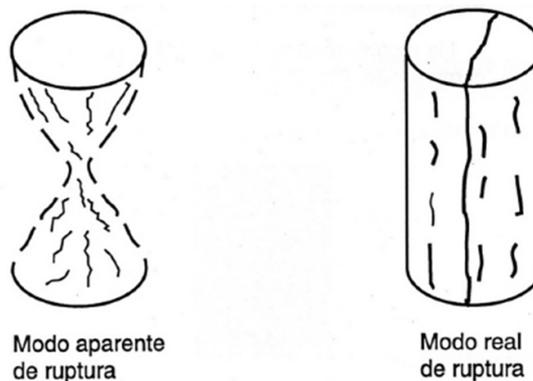


Figura 2.17 - Modos de ruptura dos corpos de prova de concreto no ensaio de compressão (a) aparente e (b) real. (FUSCO, 1995)

Outro fator relevante no ensaio de compressão correlaciona-se com a velocidade de carregamento e os respectivos efeitos dessa na resistência e deformação do concreto. Segundo

Rush (1960) a resistência pode diminuir em até 20% em relação aos valores obtidos em ensaio rápidos, como ilustra a Figura 2.18 adaptada por Camacho (2006).

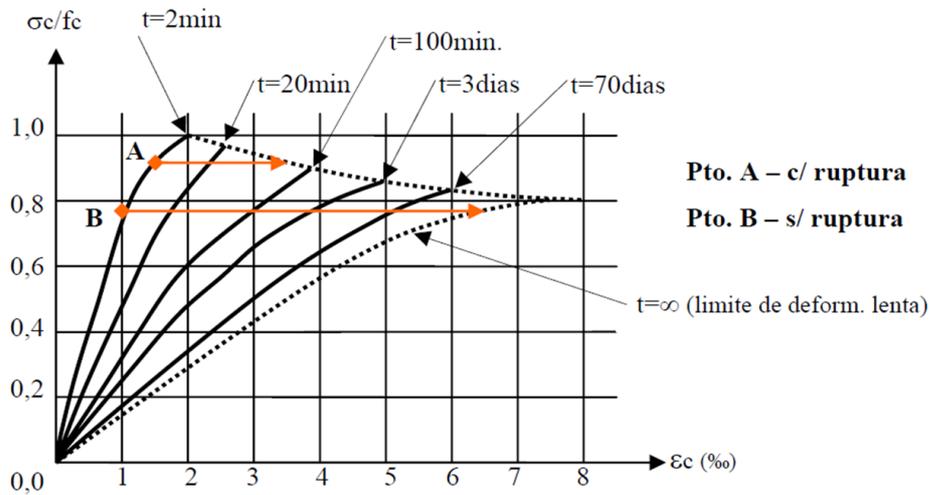


Figura 2.18 - Efeito da velocidade de carregamento na resistência e deformação do concreto.(CAMACHO, 2006)

Na Figura 2.18, σ_c = tensão no concreto durante o ensaio; f_c = resistência do concreto à compressão num ensaio rápido; t = duração do carregamento e ϵ_c = encurtamento relativo do concreto. Pode-se notar na Figura 2.18 que se o corpo de prova for carregado de forma rápida até atingir o ponto A, e a carga for mantida constante, não haverá ruptura imediata, porém as deformações irão crescer até que ocorra a ruptura do concreto por compressão. De outro modo, se a carga for aumentada e mantida constante até o ponto B, haverá um acréscimo de deformação no corpo de prova com o tempo, todavia sem ocorrer à ruptura do concreto por compressão. (CAMACHO, 2006)

Após essa exposição sobre alguns dos fatores que influenciam na variabilidade dos ensaios de resistência à compressão do concreto e reconhecendo-o como referência do controle de qualidade desde o início das normalizações para o cálculo estrutural, conclui-se que o mesmo não é isento de falhas e nada justifica seu caráter de referência exclusivo. Dentro desse panorama, propõe-se um complemento para o ensaio de controle do material concreto: o ensaio de aderência aço-concreto, que será discutido em detalhes no capítulo 4. No próximo item 2.3 se deterá a comentar sobre concretos não conformes e as respectivas providências serem tomadas.

2.3 A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES E AS TÉCNICAS DE AVERIGAÇÃO DA RESISTÊNCIA.

Considera-se não conforme o concreto que não atingiu um determinado parâmetro especificado em projeto, como por exemplo: quando a resistência característica à compressão estimada do concreto ($f_{ck,est}$), obtida de acordo com os procedimentos da ABNT NBR 12655:2006, fica abaixo da especificada (f_{ck}) no projeto estrutural. A partir do momento que é detectado a não conformidade do lote de concreto mediante ensaios característicos em corpos de prova de controle, deve-se tomar medidas cabíveis para averiguar se a integridade da estrutura acabada realmente não atende ao especificado, estas são conduzidas por meio de investigações específicas. Os autores Silva Filho e Helene (2011) salientam que na maior parte das obras, o processo de controle contribui para que a resistência estimada seja semelhante ou superior ao valor especificado em projeto. Todavia, nos casos em que surgem situações com dúvidas sobre a resistência mecânica e a capacidade de carga de um elemento de concreto é preciso revisar os resultados de ensaios e, se necessário, adotar procedimentos adicionais para investigar qual a resistência efetiva. Neste contexto Silva Filho e Helene (2011) recomendam uma análise minuciosa das seguintes variáveis em ordem progressiva (Figura 2.19).

Os autores Silva Filho e Helene (2011) ressaltam que o conceito de resistência característica é de 5% do total de volume de concreto pode apresentar resistência inferior ao f_{ck} . Sendo um fato importante no processo de controle da resistência por meio de ensaios, pois um conjunto de resultados individuais pode e provavelmente terá alguns valores individuais mais baixos. Por isso, admitir um *quantil* de valores de até 5% abaixo do especificado como característico está dentro do conceito das normalizações de estruturas de concreto (CEB 191:1999; ABNT NBR 6118:2014). Para evitar problemas com resistências localizadas abaixo dos especificados, em geral considera-se tolerável valores individuais somente até 10% abaixo do f_{ck} , dispensando a revisão de cálculo do projeto estrutural. No entanto se os resultados dos corpos de prova e exemplares moldados forem inferiores a $0,9 f_{ck}$, surge à necessidade de revisão estrutural. (SILVA FILHO E HELENE, 2011; HELENE, 2011; PACHECO e HELENE, 2013)

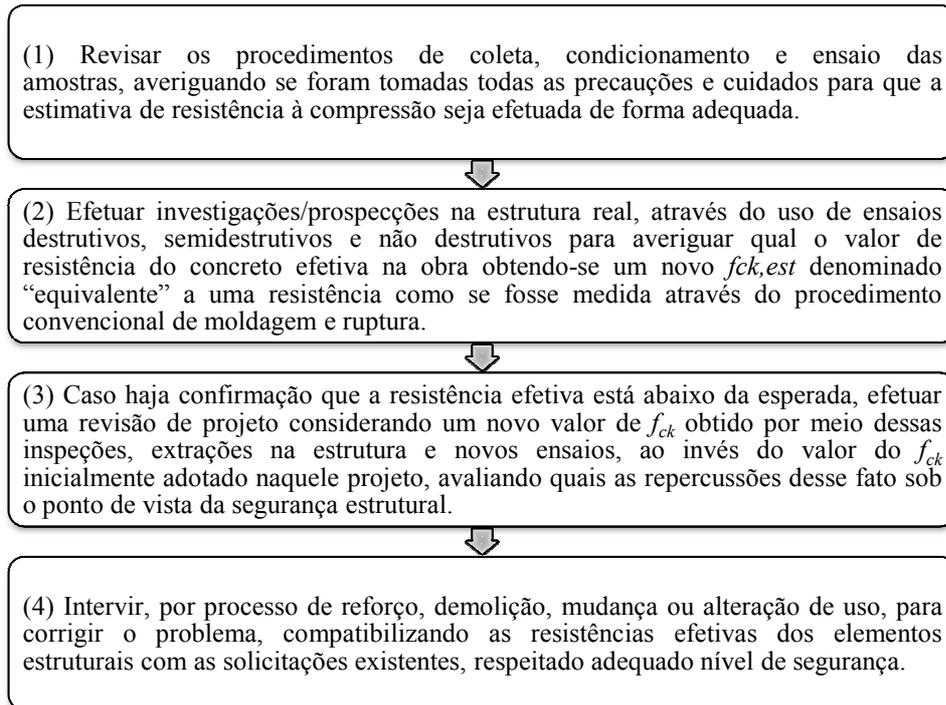


Figura 2.19 - Ordem de análise para averiguações de concretos não-conformes. (SILVA FILHO e HELENE, 2011)

Diversos casos são relatados acerca da dificuldade enfrentada pela cadeia da construção civil no intuito de garantir a qualidade mínima recomendável para a aceitação de determinado lote do material. São inúmeros os fatores que podem tornar um concreto não conforme, fato é que, independente da causa, situações de não conformidade acarretam em grandes prejuízos a cada ano no país (SANTIAGO e BECK, 2011). O estudo realizado por Santiago (2011), onde foram acompanhados mais de 6000 corpos de prova em 9 estados brasileiros, mostrou que a não conformidade dos concretos aumentou com o acréscimo da classe de resistência dos concretos, como mostra a Tabela 2.8. Fato que pode estar correlacionado com os maiores cuidados que os concretos com resistências maiores necessitam.

Tabela 2.9 - Quantidade de corpos de prova por classe de resistência e percentual de concretos não conformes. (SANTIAGO, 2011)

Classe	Número de corpos de prova analisados	Percentual de concretos não conformes
C20	1255	1%
C30	1233	9%
C40	3925	28%
C50	148	84%

2.3.1 Correlação entre os resultados de ensaios complementares e a estimativa da resistência à compressão do concreto.

Existem diversos ensaios que visam correlacionar seus resultados com a resistência à compressão do concreto. No caso de averiguação da resistência em estruturas acabadas, existem ensaios destrutivos, semidestrutivos e não destrutivos. Geralmente em uma análise de estruturas acabadas são utilizados ensaios em conjuntos para ajudar a sustentar os diagnósticos, entretanto a extração de testemunhos é indispensável em qualquer avaliação de resistência. (SILVA FILHO E HELENE, 2011). Bungey et. al (2006), apresenta em forma de tabela (Tabela 2.10) os ensaios mais comumente aplicados, já a Figura 2.20 ilustra alguns dos principais ensaios que serão explicados com mais detalhes a seguir.

Tabela 2.10 - Principais ensaios aplicados na avaliação de estruturas acabadas. (BUNGEY et. al, 2006)

Descrição Ensaio	Tipo de Equipamento
Extração de testemunhos	Mecânico
Arrancamento de pino	Mecânico
Pull-off	Mecânico
Break-off	Mecânico
Fratura interna	Mecânico
Penetração de pino	Mecânico
Maturidade	Químico/Elétrico
Temperatura de cura	Elétrico/Eletrônico

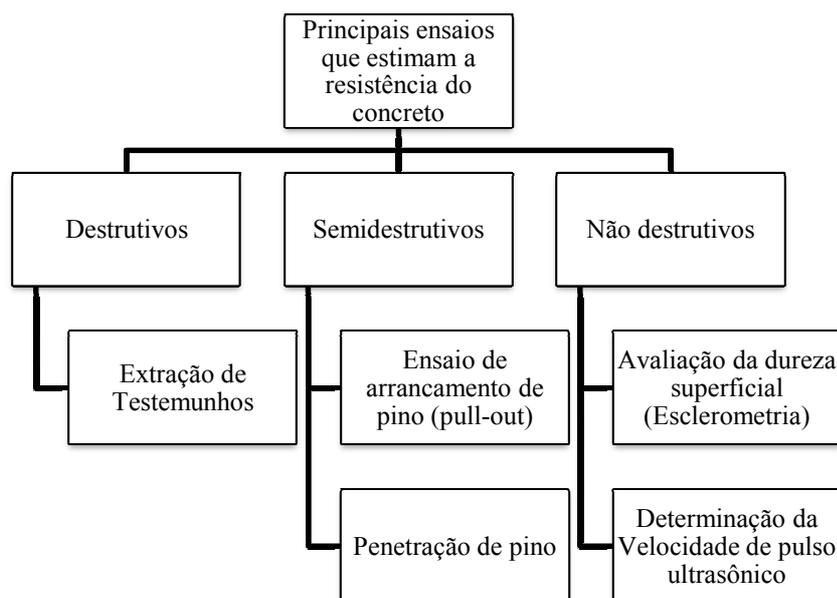


Figura 2.20 - Principais ensaios utilizados para averiguação da resistência do concreto.

O ensaio de extração de testemunhos é praticamente obrigatório dentro do processo de investigação de estruturas acabadas, pois se trata da forma mais direta de coletar dados sobre a resistência do concreto. O procedimento de extração é normalizado pela ABNT NBR 7680:2007 e compreende a extração de um testemunho por meio do uso de extrator com broca tipo copo com fragmentos de diamante com diâmetro usualmente de 50, 75 e 100 mm. Um dos problemas deste método se refere ao possível corte das barras de aço durante os procedimentos de extração e, além disso, à redução da capacidade resistente do elemento estrutural devido à diminuição de seção de concreto. Por essa e outras razões, a ABNT NBR 7680:2007 recomenda que se extraia o menor número possível de testemunhos e que estes sejam de pequenas dimensões, assim como localizados em lugares estratégicos (regiões com concreto íntegro e com adequada distância entre as perfurações) e que as aberturas nunca cortem armaduras. Para evitar os cortes das armaduras utilizam-se ensaios de pacometria (não destrutivos), conforme recomendações do ACI 228.2R-21:2004 ou BS 1881 204:1988. Com a extração do testemunho é possível realizar o ensaio de resistência à compressão e além deste existem outros ensaios que visam auxiliar à interpretação dos dados de resistência à compressão, como mostram as Tabelas 2.11 e 2.12.

Tabela 2.11 - Ensaio não destrutivo, possíveis de realização em testemunhos para fornecer subsídios de auxílio à interpretação dos dados de resistência à compressão. (CONCRETE SOCIETY, 1976* *apud* NEVILLE E BROOKS, 2010).

Observação visual direta do testemunho antes da retificação e capeamento (a olho nu ou lentes portáteis)	Agregado graúdo	Dimensão máxima nominal.
		Granulometria: contínua ou descontínua.
		Forma das partículas.
		Mineralogia, classificação por grupo.
		Proporção relativa, distribuição no concreto.
	Agregado miúdo	Dimensão máxima nominal.
		Granulometria: fina ou grossa.
		Tipo: natural, britado ou composto.
		Forma das partículas.
		Proporção relativa, distribuição.
	Cimento	Mineralogia.
		Cor da matriz de concreto.
	Concreto	Compactação, segregação, porosidade, falhas de concretagem.
		Composição geral, agregados graúdos aparentes em proporção à argamassa.
		Profundidade de carbonatação.
		Evidência de exsudação.
		Evidência de assentamento plástico, perda de aderência.
		Presença de ar aprisionado.
		Acabamentos aplicados, profundidades e outras características visíveis.
		Resistência à abrasão.
Profundidade e abertura de fissuras e outras características		
Espessura de concreto, largura.		
Inclusões, especialmente impurezas.		
Juntas frias		
Armadura	Tipo (arredondada, quadrada, torcida, deformada)	
	Dimensão, número, espessura do cobrimento.	
Danos pela extração	Deformação	
	Arestas	
Observação visual indireta do testemunho antes da retificação e capeamento (com microscópico ou técnicas petrográficas)	Mineralogia	
	Teor de ar e areia, dimensão e espaçamento de vazios.	
	Microfissuração.	
	Textura superficial das partículas de agregados.	
	Forma das partículas de agregado miúdo, dimensão máxima, granulometria.	
Degradação		
Ensaio físico de rotina em testemunhos antes do capeamento	Massa específica	
	Absorção de água	
	Velocidade de onda ultrassônica.	

*CONCRETE SOCIETY, Concrete core testing for strength, Technical Report n.11, p.44 (London, 1976)

Tabela 2.12 - Outros ensaios, além da resistência à compressão, possíveis de realização em testemunhos para fornecer subsídios de auxílio à interpretação dos dados de resistência. (CONCRETE SOCIETY, 1976* *apud* NEVILLE E BROOKS, 2010).

Ensaio físicos especiais de testemunhos irmãos (extraídos nas mesmas condições)	Resistência à tração indireta
	Resistência à abrasão (somente superficial)
	Resistência ao congelamento
	Características de movimentações resultantes de variações térmicas
Ensaio físicos de rotina após ruptura	Relação agregado/cimento
	Tipo de cimento
	Granulometria do agregado (reconstituição)
	Sulfatos
	Cloretos
	Contaminantes
Ensaio químicos de rotina em testemunhos irmãos (que não serão utilizados para resistência à compressão)	Aditivos
	Relação água/cimento
Ensaio especiais em testemunhos após a ruptura	Ataque por sulfatos
	Cimento e outros minerais e fases minerais e grupos moleculares como NaCl, CaCl ₂ , SO ₃ , C ₃ A, etc.
	Contaminantes
	Ataque por cloretos
	Conversão de alto teor de alumina
	Reatividade do agregado

*CONCRETE SOCIETY, Concrete core testing for strength, Technical Report n.11, p.44 (London, 1976)

Os ensaios semidestrutivos ou não destrutivos são eficazes para complementar o diagnóstico, além de reduzir o número de extrações de testemunhos necessárias, fornecem informações sobre a compacidade, integridade e resistência superficial do concreto. Outra importante função desses ensaios é a localização de áreas adequadas para futuras extrações.

A esclerometria é um método simples baseado na avaliação da dureza superficial do material por meio da reflexão de um peso lançado sobre a superfície de ensaios. Esse ensaio é normalizado no Brasil pela ABNT NBR 7584:2012. O princípio de funcionamento do método é baseado na projeção de uma massa (martelo), por uma mola, contra a superfície de ensaio, no caso, concreto armado. O aparelho registra a energia remanescente (ou seja, o recuo do martelo). Em materiais com alta resistência superficial, obtêm-se grandes valores de recuo, enquanto, em materiais de baixa resistência, verificam-se baixos valores de reflexão do martelo. O uso desse ensaio para o controle da resistência do concreto se baseia na hipótese de que existe uma relação direta entre a dureza superficial e a resistência do concreto. Essa relação, entretanto, é influenciada por vários fatores, por exemplo: tipo de agregado,

acabamento da superfície, compactação realizada no concreto, proporcionamento do concreto, inclinação do esclerômetro, carbonatação, idade do concreto, umidade, tipo de cura, tipo de cimento, entre outros. (QASRAWI, 2000; BUNGEY, 2004, ABNT NBR 7584:2012).

O autor Bungey (2004) salienta que a utilização da esclerometria pode ser dividida em quatro categorias: (a) Verificação da uniformidade do concreto; (b) Comparativo entre concretos com um requisito especificado; (c) Uma estimativa aproximada da resistência à compressão do concreto através de curvas previamente estabelecidas (Figura 2.21); (d) Classificação de resistência à abrasão. A ABNT NBR 7584:2012 salienta que a estimativa da resistência à compressão a partir de curvas de correlação com o índice esclerométrico deve ser realizada com os mesmos materiais locais, tomando os devidos cuidados com a variabilidade dos resultados citados anteriormente. Malhotra e Carino (2004) descrevem que a estimativa "in situ" com a utilização dessas curvas típicas pode chegar a diferenças de $\pm 25\%$, o que pode gerar sérios problemas nas conclusões gerais de avaliação da estrutura.

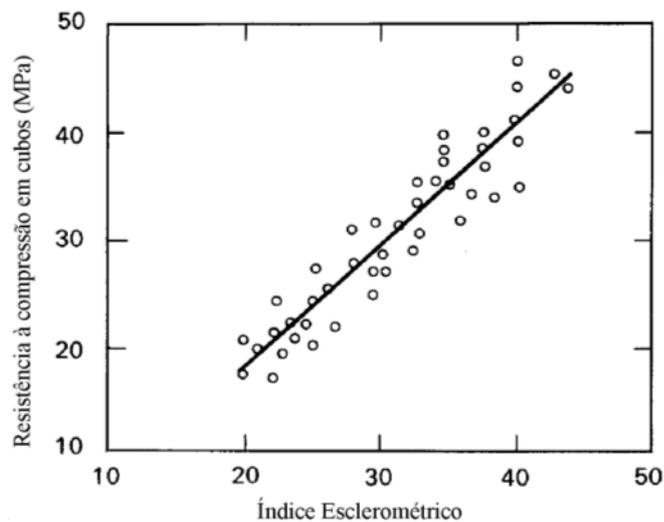


Figura 2.21 - Curva típica de correlação obtida por esclerometria. BUNGEY (2006)

A conclusão é que a esclerometria não deve ser utilizada com um ensaio de aceitação isolado do concreto e sim como um ensaio complementar do controle de qualidade. O ideal é que o método seja utilizado em conjunto com outras metodologias, onde sua aplicação seja destinada principalmente para o controle da uniformidade da dureza superficial e/ou para complementar o controle da produção de elementos pré-moldados, onde um padrão predefinido deve ser mantido. (NEVILLE E BROOKS, 2010; ABNT NBR 7584:2012).

Outro método não-destrutivo é o ensaio de ultrassom, que está baseado no conceito de que as propriedades elásticas e de densidade de um material dependem da velocidade que um pulso de ondas longitudinais atravessa um determinado material. O instrumento consiste de um gerador e um transmissor para a produção e introdução de um pulso de onda no concreto e de um receptor para detectar a chegada do pulso e medir com exatidão o tempo de trânsito do pulso pelo concreto (SILVA FILHO e HELENE, 2011). O procedimento de ensaio pelo método do ultrassom é estabelecido na ABNT NBR 8802:2013. Esse método pode ser usado para a detecção de defeitos no interior do concreto, bem como de alterações decorrentes da deterioração devido a um ambiente agressivo e a ciclos de gelo-degelo. Além disso, esse método de ensaio possibilita estimar a resistência à compressão do concreto tanto em corpos de prova moldados durante a concretagem, quanto em testemunhos e na própria estrutura a partir de correlações preestabelecidas (MALHOTRA E CARINO, 2004). A Figura 2.22 mostra exemplos de correlações pré-estabelecidas para a estimativa da resistência à compressão de concretos fabricados com materiais específicos.

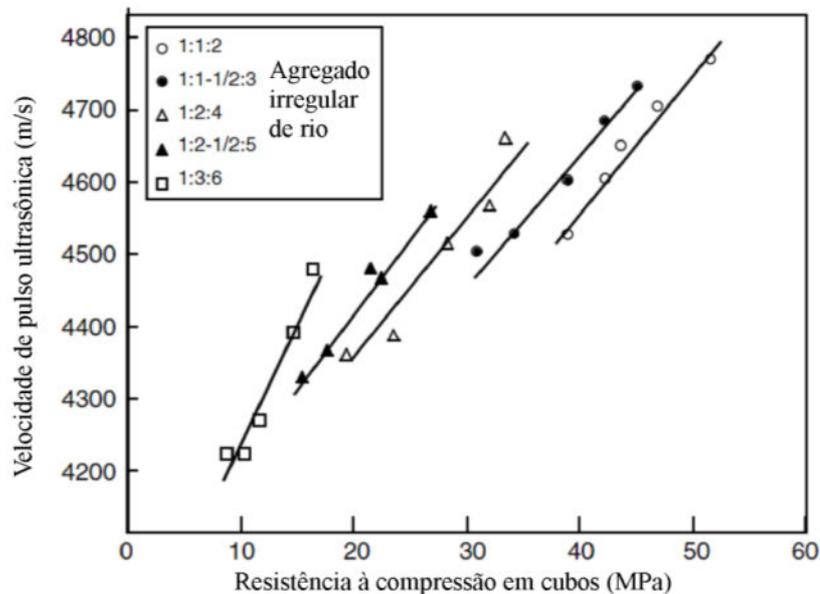


Figura 2.22 - Efeito da proporção dos materiais de diferentes concretos (cimento: agregado miúdo: agregado graúdo) sobre a relação entre a VPU e a resistência à compressão. (JONES, 1962¹ *apud* MALHOTRA E CARINO, 2004)

Existem diversos fatores que afetam a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico (VPU), os quais podem ser divididos em duas categorias básicas: 1^a) fatores que afetam tanto as

¹ JONES, R. **Non-Destructive Testing of Concrete**. Cambridge University Press, London, 1962.

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

propriedades do concreto quanto as medições de VPU, tais como: tipo, teor, tamanho e graduação do agregado graúdo, tipo de cimento, relação a/c, grau de compactação, condições de cura, condições de umidade do concreto, tamanho e forma das amostras e idade do concreto; e 2ª) fatores que afetam somente as medições de VPU, não interferindo nas propriedades do concreto, tais como a condição de contato entre os transdutores e o concreto, a temperatura do concreto, o comprimento de onda, o nível de tensão e a presença de armaduras. (MENEGHETI et al., 1999; LORENZI et al., 2011).

Alguns pesquisadores sugerem ainda métodos combinados para a determinação da resistência à compressão, por exemplo, a combinação entre o ensaio de esclerometria e o de ultrassom. Conhecido pela sigla "SONREB"², o método fornece curvas de correlações entre a resistência à compressão, velocidade de pulso ultrassônico e o índice esclerométrico para uma determinada família de concretos, ou seja, para concretos fabricados com proporções e materiais similares. A Figura 2.23 mostra um exemplo de aplicação do método SONREB.

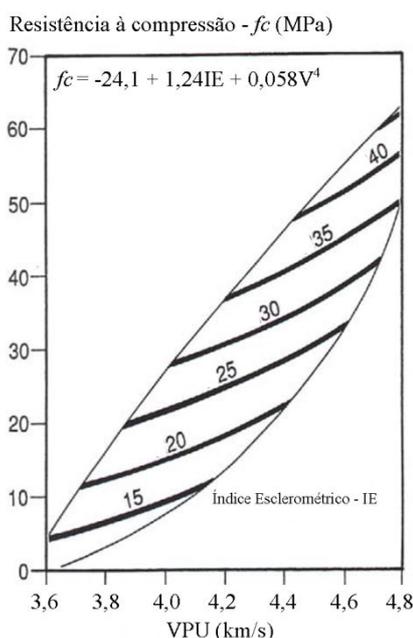


Figura 2.23 - Exemplo de correlação utilizando o método combinado "SONREB" para um determinado tipo de agregado e idade. (MALHOTRA E CARINO, 2004)

Existem ensaios semidestrutivos, como é o caso do ensaio de arrancamento de pino (Figura 2.24) que está baseado no princípio de que ao se arrancar um elemento fixado ao concreto, pode-se estimar a resistência à tração ou ao cisalhamento, fatores limitantes da

² SONREB - Sigla utilizada por alguns pesquisadores pra o método de ensaio combinado entre a esclerometria e ultrassom. (MALHOTRA E CARINO, 2004)

ruptura, os quais estão correlacionados com a resistência à compressão do concreto. Desde modo, correlaciona-se a tensão de arrancamento máxima com a resistência de compressão e de flexão do concreto, a partir de curvas de correlações predeterminadas. O procedimento desse ensaio é descrito na ASTM C900:2013. Existem várias técnicas de ensaio de arrancamento, que diferem no formato ou forma de aplicação da força de arrancamento, vale salientar que não se trata de um ensaio de aderência aço-concreto e sim da retirada de um pino, com características específicas, previamente ou posteriormente colocadas na estrutura de concreto. Dentre as variedades existentes, duas categorias são descritas a seguir: 1ª) Os pinos são fixados nas fôrmas, tendo o cuidado de deixar uma extremidade rosqueada livre para fixar o aparelho de arrancamento. Nessa categoria se encaixa, por exemplo, o sistema LOK-TEST; 2ª) Os pinos metálicos são fixados após o endurecimento do concreto, logo antes do ensaio, utiliza-se um equipamento de corte dotado de coroa cilíndrica para realizar um furo perpendicular à superfície com um alargamento de profundidade pré-determinada. No furo insere-se uma luva de expansão na qual o pino metálico é posicionado. O conjunto é então apertado para fixá-lo. Nessa categoria são incluídos os ensaios comercialmente conhecidos como o CAPO-TEST e ESCOT. (SILVA FILHO e HELENE, 2011)

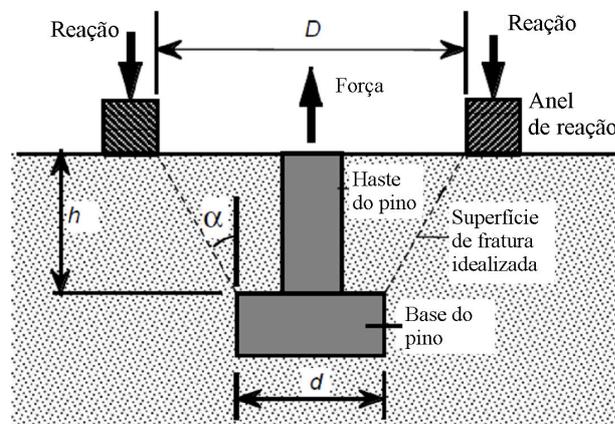


Figura 2.24 - Sistemática de funcionamento do ensaio de arrancamento de pino. (MALHOTRA E CARINO, 2004)

A Figura 2.25 mostra um exemplo de aplicação do ensaio de arrancamento apresentado por Bungey (2006), onde é apresentada uma curva de correlação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão, mostrando o efeito de diferentes calibrações realizadas em laboratório e em campo, utilizando cubos de 150 mm ou na própria estrutura de concreto.

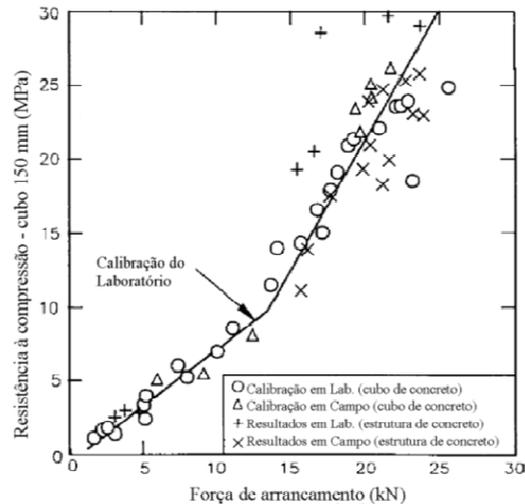


Figura 2.25 - Exemplo de aplicação da correlação entre a força de arrancamento e a resistência à compressão, mostrando o efeito de diferentes calibrações realizadas em laboratório e em campo, utilizando cubos de 150 mm ou na própria estrutura de concreto. (BUNGEY, 2006).

Outro parâmetro relacionado ao ensaio de arrancamento de pino que deve ser levado em consideração é a variabilidade dos resultados. Malhotra e Carino (2004) mostram por meio da Figura 2.26 que o coeficiente de variação pode alcançar valores de até 15% dependendo do agregado utilizado, fato que deve ser levado em consideração na estimativa da resistência à compressão do concreto.

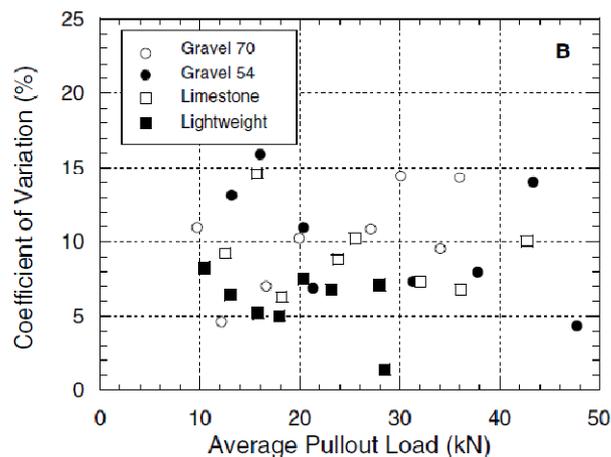


Figura 2.26 - Coeficiente de variação para o ensaio de arrancamento de pino (pull-out) com diferentes tipos de agregados. (STONE et al., 1986³ apud MALHOTRA E CARINO, 2004).

³ STONE, W. C.; CARINO, N. J.; REEVE, C. P. **Statistical methods for in-place strength prediction by the pullout test.** American Concrete Institute Journal, n.83, v.5, p.745, 1986.

Outro ensaio semidestrutivo é o de penetração de pino, que faz uso de cargas explosivas para projeção de pinos no concreto. Esse método envolve o uso de uma arma para a cravação do pino de aço no concreto endurecido (Figura 2.27), medindo-se, posteriormente, o comprimento exposto. O comprimento do pino que fica exposto é uma medida da resistência à penetração do concreto e pode ser relacionada com sua resistência à compressão mediante curvas preestabelecidas (MEHTA e MONTEIRO, 2008). O procedimento deste ensaio é descrito na ASTM C803:2010. Entretanto sua aplicação maior é com utilização da pistola WINDSOR, entretanto o seu uso está restrito a concretos com resistências à compressão de máximo 40 MPa. (SILVA et al., 2012).

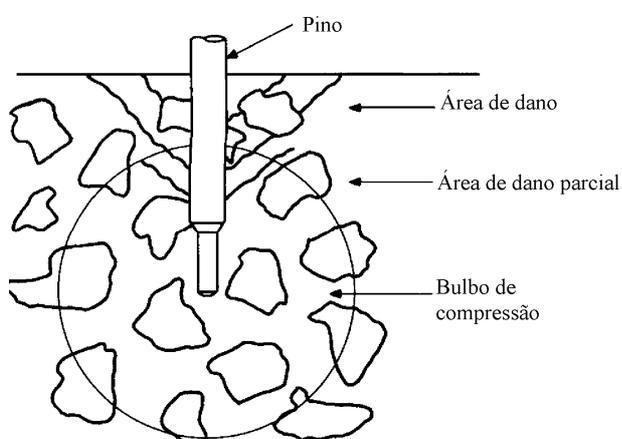


Figura 2.27 - Esquema do funcionamento do ensaio de penetração de pino. (BUNGEY, 2006)

A Figura 2.28 mostra um exemplo de aplicação do método de penetração de pino, mostrando a diferença na correlação com a resistência à compressão que dois tipos de agregados graúdos (A e B) podem provocar, salientando a importância dos limites de cada curva de correlação obtida com o método.

Outro fator relevante quando se trata de ensaios que pretendem realizar estimativas de uma determinada resistência mecânica do concreto é a variabilidade inerente aos resultados, em outras palavras, a questão é: até que ponto pode-se realizar estimativas confiáveis da resistência do concreto com a utilização de métodos indiretos que usam como parâmetro principal curvas de correlações. O autor Bungey (2006) realizou um levantamento da variabilidade da estimativa da resistência à compressão dos principais métodos aplicados em estruturas acabadas, A Tabela 2.13 mostra o coeficiente de variação e a precisão máxima da estimativa da resistência à compressão com 95% de confiança para um determinado número de corpos de prova ou quantidade de ensaios realizados.

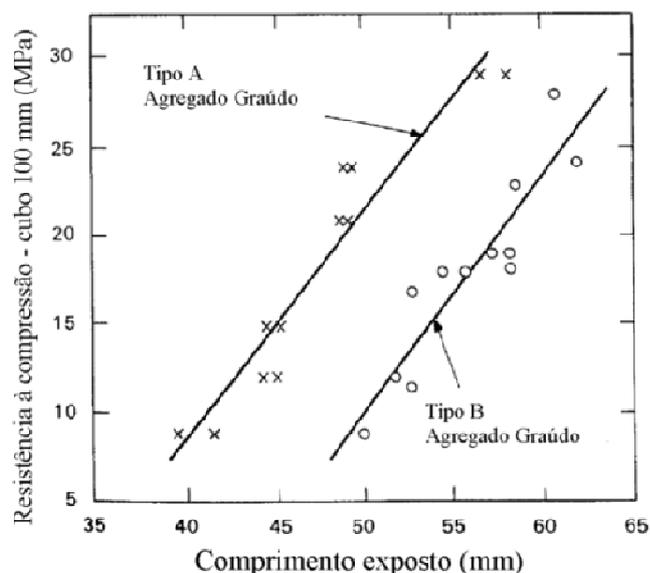


Figura 2.28 - Efeito de diferentes tipos de agregados graúdos sobre a relação entre o comprimento exposto de pino e a resistência à compressão. BUNGEY (2006)

Tabela 2.13 - Típico coeficiente de variação e máxima precisão em campo dos principais métodos de ensaio utilizados para determinação da resistência do concreto. BUNGEY (2006)

Método de ensaio		Típico coeficiente de variação por membro individual com boa qualidade de construção	Melhor estimativa da resistência à compressão com limite de confiança de 95% e quantidade de corpos de prova utilizada	
Extração	Ø = Padrão	10%	±10%	3 corpos de prova
	Ø < Padrão	15%	±15%	9 corpos de prova
Arrancamento de pino (pull-out)		8%	±20%	4 ensaios
Fratura interna		16%	±28%	6 ensaios
Pull-off		8%	±15%	6 ensaios
Break-off		9%	±20%	5 ensaios
Penetração de pino		4%	±20%	3 ensaios
Velocidade de pulso ultrasônico (VPU)		2,5%	±20%	1 ensaio
Esclerometria		4%	±25%	12 ensaios

Dentre os ensaios apresentados, o que mais se aproxima do Appopriate Bond Test (ABT), que será proposto nesta pesquisa, é o ensaio de arrancamento de pino (pull-out) e como podemos observar na Tabela 2.13, o coeficiente de variação típico deste ensaio é de 8%. Nas conclusões do presente trabalho será realizada uma comparação entre o valor médio do coeficiente de variação obtido nesta pesquisa e o valor típico apresentado por Bungey (2006). A ASTM C803:2010 também fixa que o coeficiente de variação típico para o ensaio de

arrancamento de pino é de 8% e esclarece ainda que este valor é para casos onde o agregado graúdo característico máximo é de 19 mm, mesmo operador e sem variação de equipamento.

Para análise de métodos aplicados em campo que se destinam à estimativa da resistência à compressão, a ASTM 228.1R (2003) sugere, dentre vários métodos, a utilização do método de DANISH descrito por Bikley (1982)⁴. Trata-se de um método estatístico que faz uso dos valores de coeficiente de tolerância K, dos valores estimados de resistência média à compressão e do desvio padrão de cada amostra, e por fim emprega-se na Equação 7.18.

$$f_{ck,est} = f_{cm,est,ABT} - K(D.P.) \quad \text{Equação 2.14}$$

Os valores de K dependem do grau de confiabilidade desejado na estimativa, que no caso pode-se admitir como sendo 75%, 90% ou 95%.

Tabela 2.14 - Valores do coeficiente de tolerância K. (NATRELLA, 1963⁵ *apud* ASTM 228.1R, 2003).

Número de ensaios	Nível de confiança		
	75%	90%	95%
3	2,501	4,258	6,158
4	2,134	3,187	4,163
5	1,961	2,742	3,407
6	1,860	2,494	3,006
7	1,791	2,333	2,755
8	1,740	2,219	2,582
9	1,702	2,133	2,454
10	1,671	2,065	2,355
11	1,646	2,012	2,275
12	1,624	1,966	2,210
13	1,606	1,928	2,155
14	1,591	1,895	2,108
15	1,577	1,866	2,068
20	1,528	1,765	1,926
25	1,496	1,702	1,838
30	1,475	1,657	1,778

A Figura 2.29 mostra a variação do coeficiente K para cada nível de confiança, nota-se que o uso de apenas 3 ensaios produz um valor K muito alto e conseqüentemente o valor da resistência característica diminui consideravelmente.

⁴ BICKLEY, J. A., **Variability of Pullout tests and in-Place Concrete Strength**. Concrete International, V. 4, No. 4, Apr., pp. 44-51. 1982b.

⁵ NATRELLA, M., **Experimental Statistics**, Handbook No. 9, National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 1963.

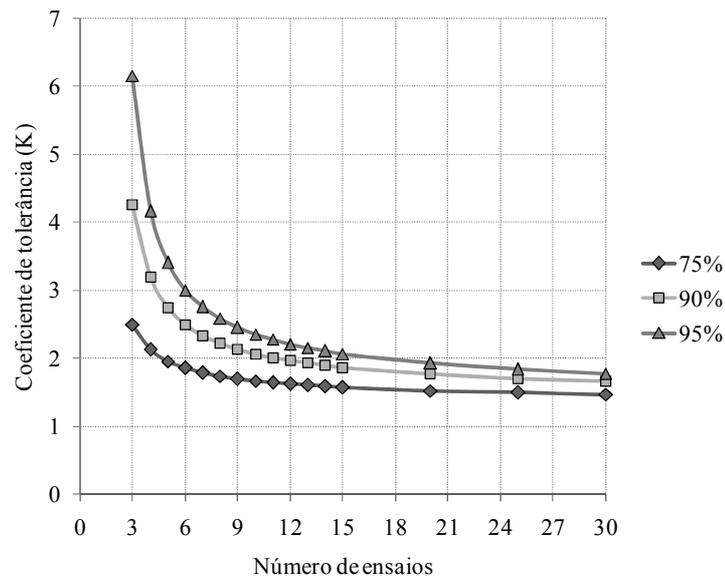


Figura 2.29 - Variabilidade do coeficiente de tolerância K para cada nível de confiança. (baseado na ASTM 228.1R, 2003)

A Figura 2.30 mostra a variação da relação entre a resistência à compressão estimada pelo método escolhido e a resistência à compressão característica estimada a partir do método de DANISH com o coeficiente de variação de 8,0%. Esse valor foi escolhido por ser o valor do coeficiente de variação típico do ensaio de arrancamento de pino, que nesse caso é o ensaio que mais se assemelha ao ensaio proposto nesta pesquisa. Nota-se que a diminuição de número de ensaios produz um decréscimo significativo da relação entre a resistência média e a característica, o que contribui em favor da segurança da estimativa.

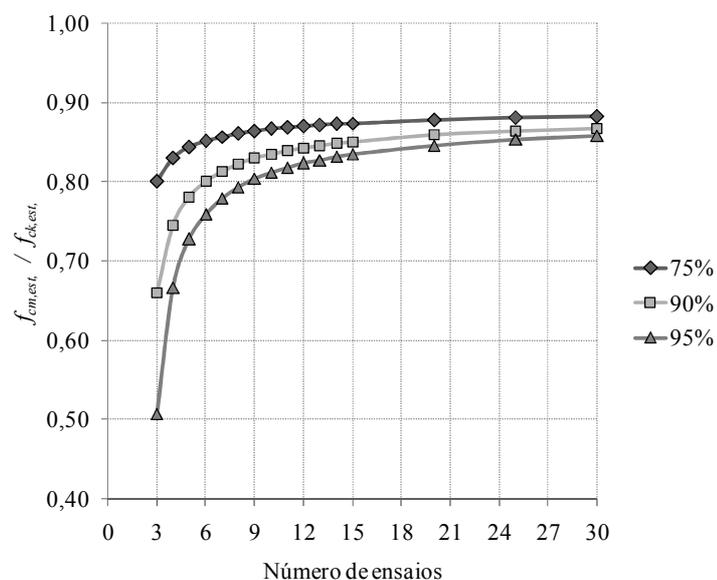


Figura 2.30 - Relação entre o número de ensaios e a resistência média com a resistência característica estimada. (baseado na ASTM 228.1R, 2003)

Além dos fatores técnicos dos ensaios apresentados, existem fatores relacionados ao custo/benefício que o método escolhido irá proporcionar. Bungey (2006) apresenta na Tabela 2.15 uma relação entre o custo relativo do ensaio, velocidade do teste, dano provocado à estrutura de concreto, representatividade e confiabilidade absoluta da correlação com a estimativa da resistência do concreto. Como se observa na tabela, a variação do custo e dos benefícios que a técnica irá propiciar é grande e a escolha da técnica dependerá do objetivo final do estudo, sendo que na maioria dos casos práticos tais ensaios são realizados em conjunto, complementando um ao outro. E por fim a Tabela 2.16 apresenta a acurácia que cada método proporciona em campo.

Tabela 2.15 - Fatores relacionados ao custo/benefícios dos principais métodos de ensaio utilizados para determinação da resistência do concreto. (BUNGEY, 2006).

Método de ensaio	Custo	Velocidade do ensaio	Dano Provocado	Representatividade	Confiabilidade absoluta da relação com a resistência	
Aplicações Gerais	Extração	Alto	Lenta	Moderado	Moderada	Boa
	Arrancamento de pino (pull-out)	Moderado	Rápida	Pequeno	Apenas próximo a superfície	Moderado
	Penetração de pinos					
	Pull-off	Moderado	Moderada	Pequeno	Apenas próximo a superfície	Moderado
	Break-off					
Fratura interna	Baixo	Rápida	Pequeno	Apenas próximo a superfície	Moderado	
Avaliação comparativa	Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)	Baixo	Rápida	Nenhum	Boa	Baixa
	Esclerometria	Muito Baixo	Rápida	Pouco Provável	Superficial apenas	Baixa
Monitoramento da evolução da resistência	Maturidade	Moderado	Contínua	Muito Pequeno	Boa	Moderada

Tabela 2.16 - Fatores relacionados à acurácia dos principais métodos de ensaio utilizados para determinação da resistência do concreto. (BUNGEY, 2006).

Método e ensaio	ASTM	ABNT NBR	Acurácia		Facilidade de execução
			Fase de construção	Construção existente	
Esclerometria	C805	7584	+	+	++
Penetração de pino	C803/C803M	-	+	+	++
Arrancamento de pino (pull-out)	C900	-	++	++	+
Break-off	C1150	-	++	++	+
Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)	C597	8802	++	+	+
Corpos de prova tradicionais para compressão	C873	5738/5739	++	N/A	+

Por meio dessa breve apresentação acerca de alguns ensaios utilizados para verificação de estruturas de concreto armado acabadas, percebe-se que o resultado obtido da maioria deles tenta estabelecer uma correlação com a resistência à compressão do concreto através de curvas de correlações predeterminadas, ou seja, fixadas com a mesma composição de concreto da obra ou com concretos com características similares. Dentro desse cenário, propõe-se o ensaio de aderência aço-concreto como um ensaio complementar ao controle de qualidade tradicional de estruturas de concreto, porém não como um ensaio que será aplicado em estruturas acabadas, mais sim que será realizado junto com o controle tradicional, no próprio canteiro de obras, com baixo custo e que vai proporcionar uma estimativa da resistência à compressão do concreto como resposta. O método de ensaio proposto será discutido em detalhes no capítulo 4. Entretanto antes da discussão sobre a proposta do método de ensaio, o capítulo 3 irá explicar o porquê da escolha de um ensaio de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão e também esclarecerá sobre a relação entre a aderência aço-concreto e a resistência à compressão do concreto, bem como as características inerentes da aderência e os principais ensaios destinados a mensurá-la.

3 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO E SUA RELAÇÃO COM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

O objetivo deste capítulo é apresentar uma síntese do aporte teórico do tema aderência aço-concreto, delineando suas origens até estudos mais recentes, fatores que influenciam no seu comportamento, assim como os ensaios disponíveis na literatura para calcular a resistência de aderência aço-concreto. Durante o decorrer do texto o enfoque maior será dado à correlação entre a resistência de aderência e a resistência à compressão do concreto, fator primordial para o método de ensaio proposto.

3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO SOBRE O TEMA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO.

A aderência entre o aço (armadura) e o concreto é o principal fator do bom desempenho do concreto armado, sendo essa uma das razões primordiais que o material composto, concreto armado, é considerado uma solução viável e com boas características estruturais como material de construção (BARBOSA, 2002). O conhecimento do comportamento da aderência é imprescindível para a correta compreensão das regras de cálculo do comprimento de ancoragem das emendas por traspasse das barras de armaduras, e para o cálculo dos deslocamentos, considerando o efeito de enrijecimento por tração, o controle de fissuração e a quantidade mínima de armadura (FERGUSON, 1966; DUCATTI, 1993). Lowes (1999) ilustra através da Figura 3.1 um típico caso onde a aderência aço-concreto é solicitada com maior intensidade em ligações viga-pilar de estruturas de concreto armado, juntamente com detalhes que mostram a interface entre a armadura e o concreto.

Segundo Fusco (1995) o princípio do concreto estrutural é a ação solidária entre aço-concreto que deve respeitar condições que permitam a cada um deles chegar aos limites de suas capacidades resistentes sem prejudicar ou ser prejudicado pelos esforços atuantes em um ou outro material separado.

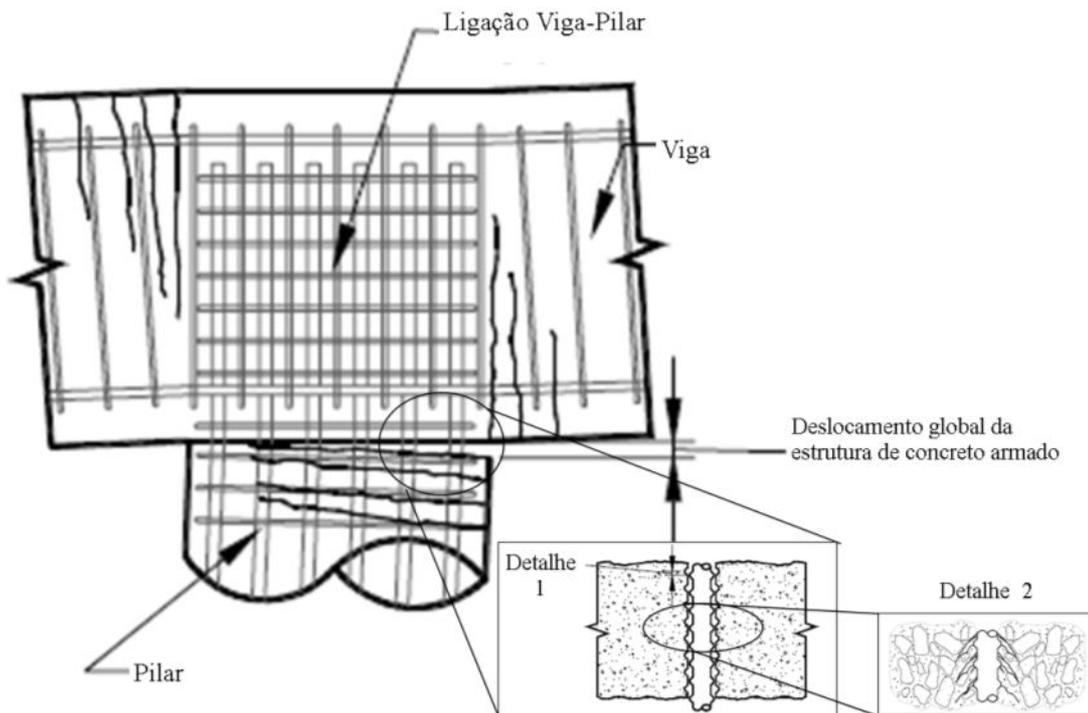


Figura 3.1 - Configuração global de uma estrutura de concreto armado com problemas de aderência aço-concreto. Detalhe 1 - Deslocamento local da armadura. Detalhe 2 - Fissuração do concreto devido a solitação da aderência, mostrando os detalhes das nervuras e agregados. (Adaptado de LOWES.1999)

O "Bulletin" N°10 da Fédération Internationale du Béton (FIB) - FIB (2000) descreve os principais fatores que afetam e podem causar falhas por aderência em estruturas de concreto armado, que são: (a) o comportamento da aderência (arrancamento ou fendilhamento); (b) a geometria da barra de aço inadequada (área relativa da nervura); (c) o tipo de carregamento (monotônico, cíclico ou pulsante); (d) confinamento da barra (ativo ou passivo); (e) concretos deficientes (não conformes) quanto as respectivas resistências mecânicas (f) corrosão das armaduras e efeitos de alta temperaturas; (g) cobrimento insuficiente de concreto ao redor da armadura. A Figura 3.2 ilustra algumas típicas fissuras devido à insuficiência de aderência segundo o FIB (2000).

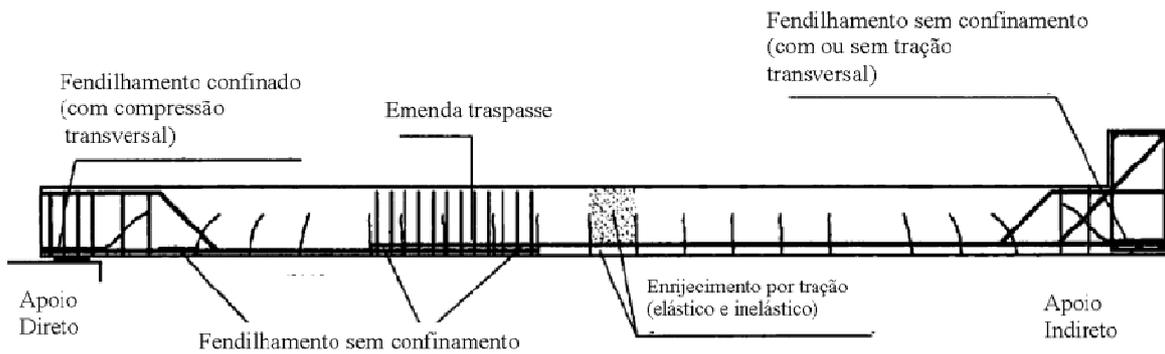


Figura 3.2 - Típicos problemas provocados por falhas de aderência aço-concreto. (FIB, 2000)

Vários pesquisadores, como por exemplo, Lutz e Gergely (1967), concordam que a aderência aço-concreto pode ser dividida esquematicamente em parcelas, mais precisamente em 3 principais: 1ª) Aderência por adesão química; 2ª) Aderência por atrito; 3ª) Aderência mecânica. A Figura 3.3 ilustra uma representação esquemática do ACI 408:1992.

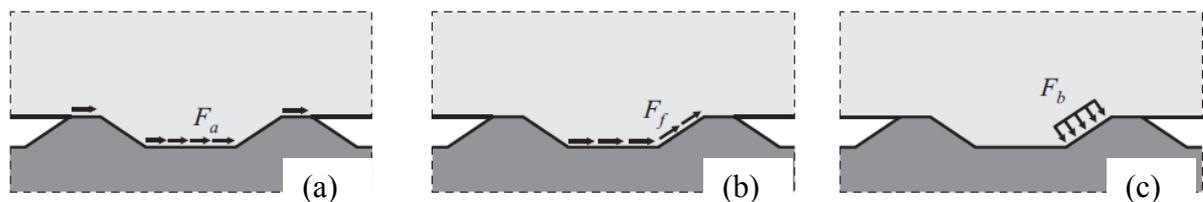


Figura 3.3. Representação esquemática das parcelas da aderência aço-concreto. (a) Adesão química; (b) Atrito e (c) Mecânica. (ACI 408:1992).

A parcela da aderência por adesão química trata-se da ligação físico-química que se origina na interface aço-concreto, durante as reações de pega do cimento devido forças capilares. A pasta de cimento penetra nas rugosidades das barras, existentes em todos os tipos de aços, e que dependem da laminação, do estiramento e das condições de corrosão. A Figura 3.4(a) ilustra uma ampliação de 36 vezes dessas condições de aspereza superficial (FUSCO, 1995). A Figura 3.4(b) ilustra essa parcela de aderência que é comprovada através da resistência à separação dos dois materiais. Entretanto essa parcela, isoladamente, é muito pequena e não é suficiente para uma boa ligação, sendo destruída para pequenos deslocamentos da barra, ou seja, baixas solicitações. (BARBOSA, 2002)

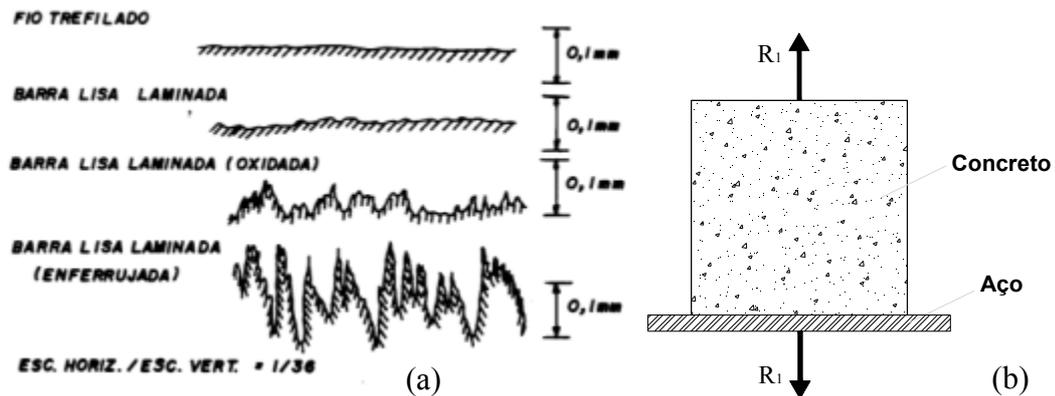


Figura 3.4 - (a) Rugosidade superficial de fios e barras lisas (BARBOSA, 2002) e (b) possível teste para verificação da aderência por adesão química (FUSCO, 1995).

A parcela da aderência por atrito se manifesta depois de rompida a adesão, desde que existam pressões transversais às armaduras em virtude de tensões de compressão transversais devido a cargas externas, retração, expansão do concreto e confinamento do concreto devido ao seu cobrimento (LEONHARDT, 1979), conforme ilustrado na Figura 3.5. Segundo Fusco (1995), o coeficiente de atrito aço-concreto é alto, em torno de 0,3 a 0,6, dependendo obviamente das condições de rugosidade da superfície da barra.

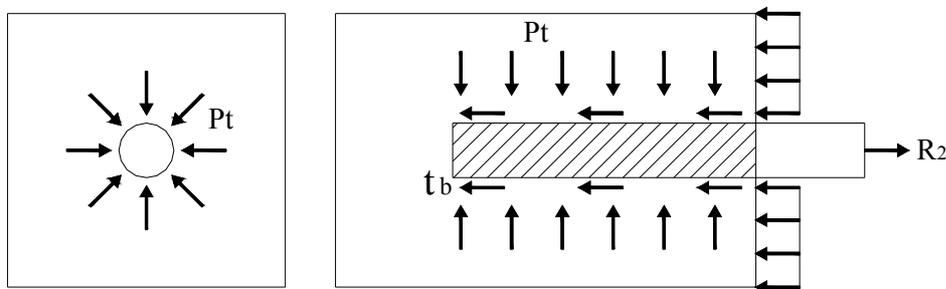


Figura 3.5 - Ilustração da parcela da aderência por atrito. (FUSCO, 1995).

A parcela da aderência por interação mecânica entre o aço e o concreto é a principal, essa é decorrente da presença de nervuras na superfície das barras. Por meio do intertravamento mecânico, do tipo de encaixe entre o concreto e as nervuras das barras de aço, formam-se “consoles de concreto” que são solicitados ao corte e à compressão antes que a barra possa deslizar no concreto, conforme ilustrado na Figura 3.6 (Fusco, 1995). A aderência mecânica é o tipo de ligação mais efetiva e confiável, pois contribui de maneira fundamental para a solidarização dos dois materiais. (BARBOSA, 2002)

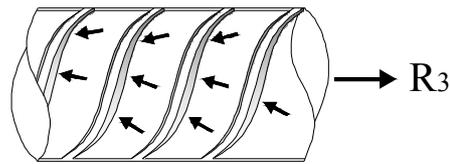


Figura 3.6 - Ilustração da parcela de aderência por interação mecânica. (FUSCO, 1995).

O autor Wang (2009) faz um esquema que desmonta as parcelas da aderência agindo durante uma sollicitação de arrancamento de uma barra de aço. (Figura 3.7)

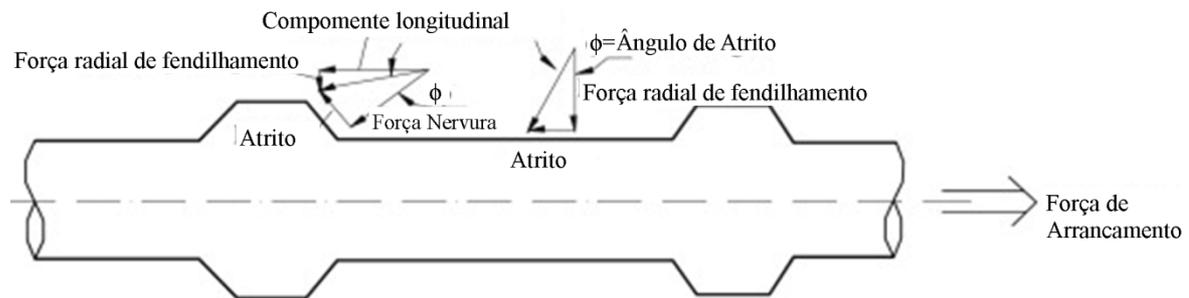


Figura 3.7 - Ilustração das parcelas de aderência agindo durante uma sollicitação de arrancamento de uma barra de aço. (WANG, 2009).

Vale ressaltar que sob o ponto de vista da presente pesquisa, o aspecto principal de interesse dentro do tema aderência aço-concreto, é que a resistência do concreto armado é um aspecto determinante no comportamento da aderência. Pois o conceito central do projeto APULOT é se o ensaio de aderência aço-concreto for realizado em condições controladas e padronizadas, essa relação se torna ainda mais evidente, permitindo que se faça a estimativa da resistência à compressão do concreto a partir de dados de tensão máxima de aderência. Deste modo o próximo tópico trará um panorama histórico sobre os fatores que influenciam a aderência, com enfoque para resistência à compressão.

3.2 HISTÓRICO SOBRE AS PESQUISAS DOS FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA, COM ENFOQUE PARA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.

A construção de estruturas de concreto armado, tal como conhecemos hoje, só são possíveis devido à boa aderência entre os dois materiais constituintes do concreto armado (aço-concreto). Deste modo pode-se dizer que a evolução dos estudos sobre aderência aço-concreto estão intimamente ligados a própria evolução do concreto armado. Partindo pelo lado histórico, os autores Sato et al. (2012) realizaram uma ampla revisão sistemática sobre os

estudos realizados com o tema aderência aço-concreto. Os autores utilizaram 345 artigos indexados⁶ da Alemanha, Áustria, EUA e Japão no período do final do século XIX e início do século XXI. A Figura 3.8 ilustra a quantidade de artigos utilizados na revisão sobre aderência aço-concreto e a evolução dos estudos ao longo dos anos. Nota-se na Figura 3.8 que os estudos ligados ao tema aderência aço-concreto estão em pleno desenvolvimento, fato que se deve em termos a inovação de sistemas construtivos e a implementação de novos materiais que requerem a averiguação da resistência de aderência.

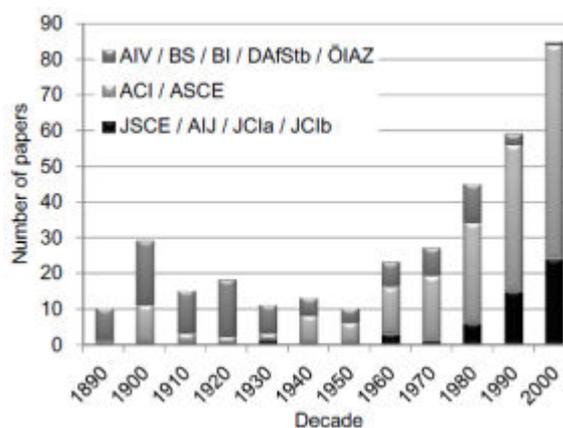


Figura 3.8 - Evolução da quantidade de artigos sobre aderência aço-concreto em 345 artigos analisados pelo Instituto de Concreto Armado do Japão. (SATO et al., 2012)

Os primeiros registros em artigos científicos sobre aderência aço-concreto são datados do começo do século XX. Os pesquisadores Bach (1905), Koenen (1905) e Kollbohm e Mautner (1909) estudaram a interação aço-concreto em ensaios com vigas reais, vigas modificadas (beam test - Figura 3.9 c), ensaios comprimido e tracionando a barra de aço (push-in e pull-out test, respectivamente). (Figura 3.9 a e b)

⁶ AIV (Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen); BS (Beton- und Stahlbetonbau); BI (Bauingenieur); DAfStb (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton/Eisenbeton); ÖIAZ (Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins) ; ACI (Journal of the American Concrete Institute/ Structural Journal of the ACI); ASCE (Transactions of the American Society of Civil Engineers/ Proceedings, ASCE, Structural Division/ Journal of Structural Engineering, ASCE); JSCE (Journal of the Japan Society of Civil Engineers); AIJ (Transactions of the Architectural Institute of Japan/ Journal of Structural and Construction Engineering); JCIa (Proceedings of the Japan Concrete Institute); JCib (Concrete Research and Technology).

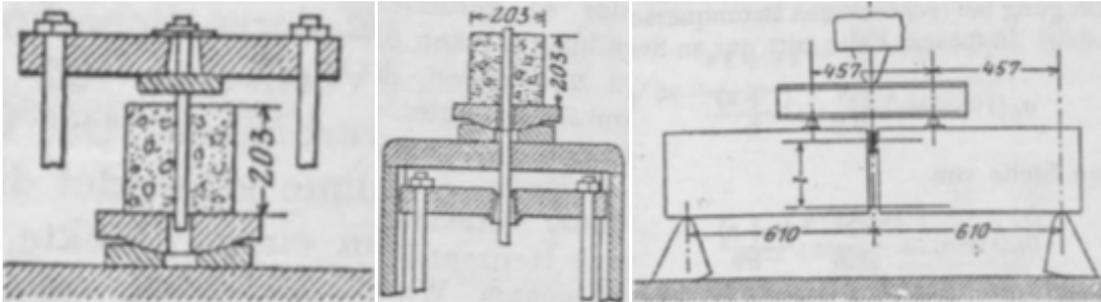


Figura 3.9 - Modelo dos ensaios realizados por Kollbohm e Mautner (1909). (a) Push-in test; (b) Pull-out test e (c) Beam test.

Abrams (1913) realizou 1500 ensaios de aderência do tipo pull-out para verificar a influência das variáveis inerentes a resposta do teste. A Figura 3.10 mostra o modelo de ensaio tipo pull-out utilizado por Abrams (1913). Vale ressaltar que esse tipo de ensaio esteve presente desde o início das investigações sobre aderência aço-concreto. Dentre as variáveis estudadas estão: (a) efeito da variação das dimensões dos corpos de prova; (b) efeito do diâmetro e formato da barra de aço (Figura 3.11); (c) efeito da condição de cura do corpo de prova; (d) efeito da idade e tipo de mistura; (e) efeito do gancho no final da barra de aço. (f) efeito das resistências mecânicas. A Figura 3.12 ilustra os resultados obtidos por Abrams (1913), mostrando que há 100 anos já se tinha uma idéia da existência de uma forte correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência máxima de aderência aço-concreto.

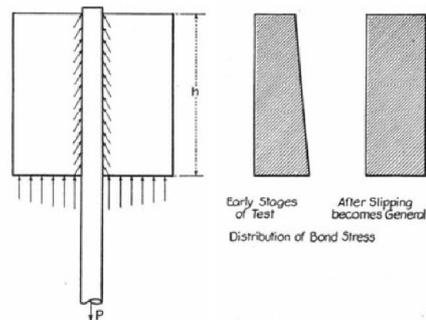


Figura 3.10 - Modelo e distribuição das tensões no corpo de prova para o ensaio pull-out utilizado por Abrams (1913). (Modelo pull-out cúbico - $h \sim 200\text{mm}$)

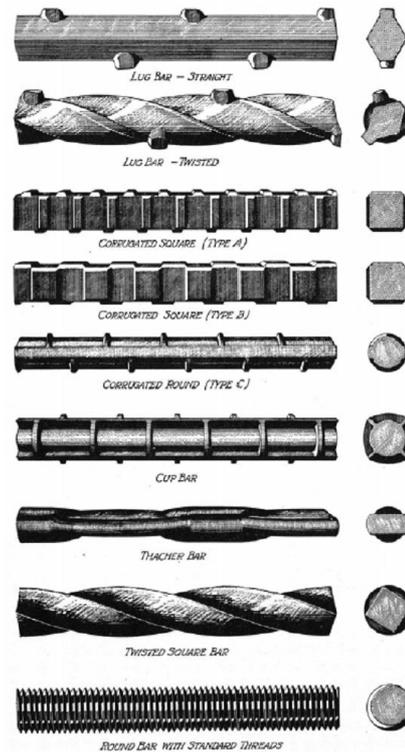


Figura 3.11 - Configurações geométricas das barras de aço utilizadas por Abrams (1913).

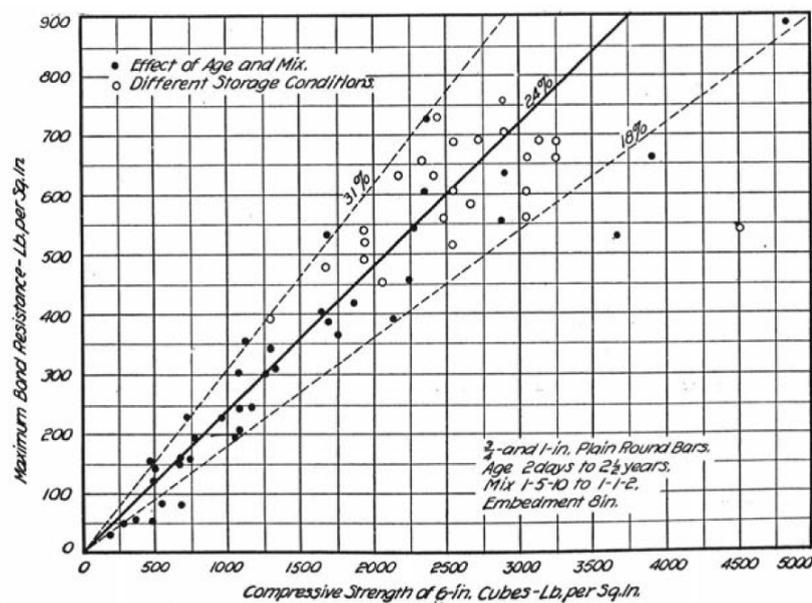


Figura 3.12 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência máxima de aderência aço-concreto. (ABRAMS, 1913)

Em 1917 foi formado um comitê técnico-científico para delinear parâmetros normativos para estruturas de concreto. Esse comitê formado por 6 associações americanas, incluindo a American Society of Civil Engineers (ASCE) e o American Concrete Institute (ACI), estabeleceu vários pontos pertinentes as recentes estruturas de concreto armado, dentre esses

pontos já existia preocupações sobre a aderência aço-concreto, das quais se destacam: (a) a barras de aço destinadas às armaduras deveriam ser de alta aderência, não sendo permitidos deslizamentos em carregamentos iniciais. (b) ancoragens das armaduras nos finais das vigas em 90° são menos eficientes do que ganchos a 180°. (c) o espaçamento lateral das barras paralelas não deve ser menor que três diâmetros de centro a centro. (d) a espessura do cobrimento das barras não deve ser menor do que dois diâmetros. (e) o espaçamento livre entre camadas de barras não deve ser inferior a 1 polegada (2,54 cm). (f) a resistência de aderência aço-concreto é assumida como sendo 4% da resistência à compressão do concreto, quando as barras forem lisas. (g) a resistência de aderência aço-concreto é assumida como sendo 2% da resistência à compressão do concreto, no caso de malhas de fios de aço. (h) a resistência de aderência aço-concreto é assumida como sendo 5% da resistência à compressão do concreto, quando as barras de aço forem nervuradas.

Menzel (1939) e Gilkey et al. (1938) realizaram vários ensaios tipo pull-out para verificações do ângulo de dobramento, configurações diferentes de barras e introduziram os primeiros estudos com utilização de *strain gages* para mensurar as deformações do aço e do concreto em ensaios de aderência. Menzel (1939) realizou ensaios tipo pull-out com diferentes composições de concretos, modificando principalmente o consumo e o tipo de cimento e a relação a/c. E também analisou a influência de barras com características diferentes produzidas em épocas distintas. A partir dos resultados obtidos o autor mostra que o comportamento da aderência é fortemente influenciado pela resistência à compressão do concreto, consumo de cimento e pelas características das barras de aço. A Figura 3.13, ilustra os resultados do autor.

Em 1949 a American Society for Testing and Materials (ASTM) implementa a recomendação C234 que faz referência ao ensaio tipo pull-out como teste comparativo entre concretos diferentes no que tange a aderência aço-concreto, ou seja, comparar as características mecânicas de diferentes concretos através de um ensaio de aderência tipo pull-out com duas posições de concretagem (vertical e horizontal).

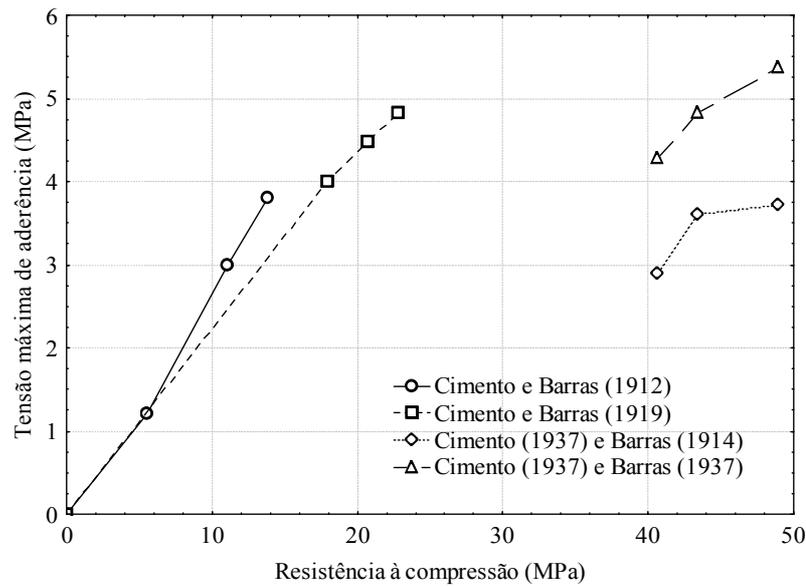


Figura 3.13 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e o consumo de cimento pela resistência máxima de aderência aço-concreto. (MENZEL, 1939)

Os estudos de Rush (1956) demonstraram a importância das nervuras na tensão de aderência aço-concreto, como ilustra a Figura 3.14. Mostrando uma nítida e forte correlação entre a resistência à compressão e a tensão de aderência.

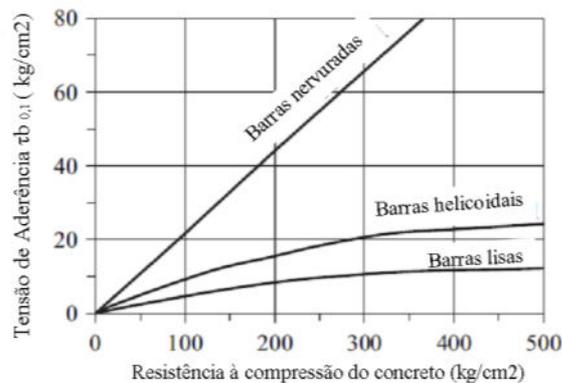


Figura 3.14 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência de aderência aço-concreto em 0,1 mm de deslocamento. (RUSH, 1956)

Rehm (1961)⁷ *apud* Barbosa (1998) estudou sobre a influência da posição das barras durante a concretagem na aderência. Para o pesquisador, o desempenho da aderência é mais eficaz quando a carga é aplicada em direção contrária àquela da sedimentação do concreto (tratando-se das barras verticais). Na situação inversa, ou seja, carga aplicada na mesma direção do

⁷ REHM, G.: **Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton**. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 138). 1961.

lançamento do concreto pode-se notar valores mais baixos ainda do que em caso das barras horizontais no topo da forma. O esclarecimento para este fato está no acúmulo de argamassa porosa na metade inferior das primeiras e embaixo das nervuras das outras.

O autor Mainz (1993) produziu Tabela 3.1 onde mostrou as principais características mecânicas que influenciam na aderência aço-concreto de acordo com vários autores. Dentre as características se destaca a resistência à compressão do concreto.

Tabela 3.1 - Dependência da resistência de aderência aço-concreto e as resistências mecânicas do concreto. (MAINZ, 1993)

Autor	Relação entre a tensão de aderência e a resistência do concreto.
Rehm (1961) Martin (1973)	$\tau_b \sim \beta_w$
Martin e Noakowski (1981)	$\tau_b \sim \beta_w^c$
CEB Bulletin 151 (1982)	$\tau_b \sim$ Resistência à tração
Hungpreug (1981)	$\tau_b \sim$ Resistência à tração do concreto $\tau_b \sim$ Resistência ao cisalhamento do concreto
Paschen et al. (1974)	$\tau_b \sim$ Resistência à tração do concreto
Lorrain e Khelafi (1988)	$\tau_b \sim$ Resistência à tração do concreto, mesmo em CAR
Untrauer e Henry (1965) Eligehausen et al. (1983) Robins e Standish (1984) Soroushian et al. (1989)	$\tau_b \sim f_{cm}^{1/2}$
Nagatomo e Kaku (1985)	$\tau_b \sim f_{cm}^{2/3}$
Nykyri (1986)	$\tau_b \sim \beta_w$
EN 1992-1-1 (2005)	$f_{bd} \sim f_{ck}^{2/3}$
CEB-FIP MODEL CODE 90 (1993)	$\tau_b \sim f_{ck}^{1/2}$

Onde: β_w = resistência à compressão em cubos (aresta = 200 mm)

O Gráfico da Figura 3.15 feito por Lindorf (2010), demonstra a diferença entre a tensão de aderência considerada nos projetos estruturais de concreto armado segundo a DIN 1045:1988 (Equação 3.1) e a tensão máxima (Equação 3.2) obtida experimentalmente por Baus (1965), Bony et al.(1973), Hjorth (1976) e Claude (1979).

$$\tau_{b,máx} = 1,18 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPa)} \quad \text{Equação 3.1}$$

$$\tau_{bk} = 0,19 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPa)} \quad \text{Equação 3.2}$$

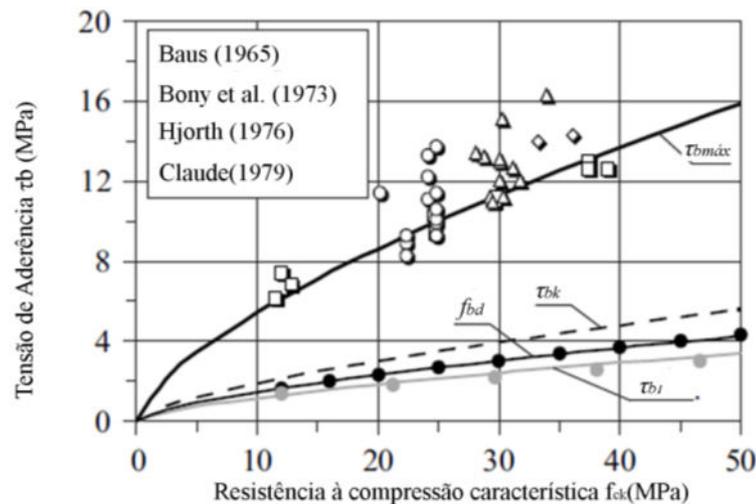


Figura 3.15 - Gráfico demonstrando a diferença entre a tensão de aderência considerada nos projetos estruturais de concreto armado (τ_{bd}) e a tensão máxima (τ_{bmax}) obtida experimentalmente. (LINDORF, 2010)

Nota-se que a tensão de aderência característica utilizada no dimensionamento do projeto corresponde a um valor minorado da tensão máxima efetiva, garantindo deste modo a segurança da estrutural. Vale salientar que mesmo com resultados obtidos de distintos autores a correlação entre as resistências de aderência e compressão se mostra linear. Uma das normalizações mais modernas que aborda os parâmetros de projeto de estruturas de concreto armado inerentes a aderência é o *Draft Model Code da FIB* (FIB, 2010), o qual descreve uma curva modelo (Figura 3.16) que mostra o comportamento da aderência aço-concreto e os respectivos critérios a serem considerados na determinação da tensão de aderência característica que será considerada no dimensionamento do projeto.

A Tabela 3.2 mostra as condições de projeto a serem consideradas que influenciam no cálculo da tensão de aderência aço-concreto, segundo o FIB (2010). Nota-se que em todas as formulações a resistência à compressão do concreto está presente.

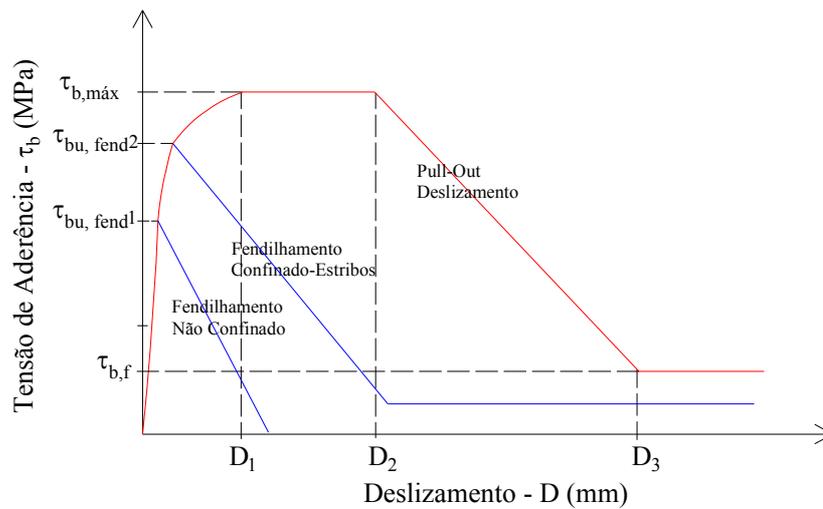


Figura 3.16 - Curva típica de tensão-deslizamento obtida em ensaios monotônicos de aderência. (FIB, 2010)

Tabela 3.2 - Considerações e condições de projeto que influenciam na tensão de aderência aço-concreto. (FIB, 2010)

	1	2	3	4	5	6
	Deslizamento		Fendilhamento			
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$		$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$			
	Boas condições de aderência	Todas as outras condições de aderência	Boas condições de aderência		Todas as outras condições de aderência	
Não confinado			Confinado com estribos	Não confinado	Confinado com estribos	
$\tau_{b,máx}$	$2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$1,25 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$7,0 \cdot \sqrt[4]{0,05 f_{ck}}$	$8,0 \cdot \sqrt[4]{0,05 f_{ck}}$	$5,0 \cdot \sqrt[4]{0,05 f_{ck}}$	$5,5 \cdot \sqrt[4]{0,05 f_{ck}}$
D_1	1,0mm	1,8mm	$D(\tau_{b,máx})$	$D(\tau_{b,máx})$	$D(\tau_{b,máx})$	$D(\tau_{b,máx})$
D_2	2,0mm	3,6mm	D_1	D_1	D_1	D_1
D_3	S_{clear}^*	S_{clear}^*	$1,2 D_1$	$0,5 S_{clear}^*$	$1,2 D_1$	$0,5 S_{clear}^*$
α	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{b,f}$	$0,4 \tau_{b,máx}$	$0,4 \tau_{b,máx}$	0	$0,4 \tau_{b,máx}$	0	$0,4 \tau_{b,máx}$

* S_{clear} - distância entre as nervuras.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014; o CEB FIB e o EUROCODE 2 recomendam a Equação 3.3 para determinar a tensão de aderência em projeto. Sendo a constante η_1 igual a 1,0 para barras lisas, 1,2 para barras dentadas e 2,25 para barras nervuradas; η_2 igual a 1,0 para situação de boa aderência e 0,7 para o caso contrário; η_3 igual a $(132 - \emptyset)/100$ para $\emptyset > 32$ mm e igual a 1,0 para $\emptyset \leq 32,0$ mm. f_{ctd} é valor característico da resistência à tração do concreto de cálculo, sendo que o valor da resistência à tração média é dado pelas Equações 2.5 e 2.6 já apresentadas no capítulo 2.

$$\tau_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$$

Equação 3.3

A normalização francesa (BAEL, 1999), estipula para concretos com $f_{cj} < 60$ MPa a tensão máxima de aderência é calculada através da Equação 3.4. E para concretos com $f_{cj} \geq 60$ MPa e $f_{cj} \leq 80$ MPa, por meio da Equação 3.5, onde $\psi_s=1$ para barras lisas e 1,5 para barras nervuradas.

$$\tau_{b,m\acute{a}x} = 0,6\psi_s^2(0,6 + 0,06f_{cj}) \quad \text{Equação 3.4}$$

$$\tau_{b,m\acute{a}x} = 0,6\psi_s^2(0,275f_{cj}^{\frac{2}{3}}) \quad \text{Equação 3.5}$$

Os autores SOROUSHIAN *et al.* (1991) estudaram a influência da resistência à compressão do concreto na tensão de aderência máxima ($\tau_{b,m\acute{a}x}$) obtida em ensaios tipo pull-out com barras nervuradas com diâmetro de 25 mm. A Figura 3.17 ilustra os resultados obtidos pelo autor, que comparou seus resultados com outra pesquisa similar de Eligehausen (1983). Os pesquisadores chegaram a conclusão de que a resistência última da aderência aumenta quase proporcionalmente com a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto. Fato confirmado mais tarde por DUCATTI (1993), que estudou concretos convencionais e de alta resistência. Os resultados obtidos por SOROUSHIAN *et al.* (1991) se baseiam no fato da resistência da aderência ser comandada pela resistência à tração do concreto, a qual é proporcional a raiz quadrada da resistência à compressão. (DUCATTI, 1993).

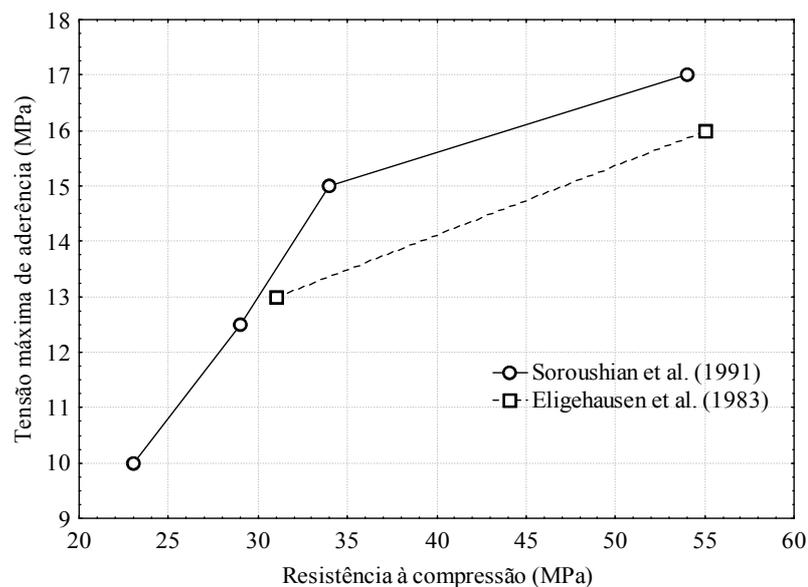


Figura 3.17 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a tensão de aderência (SOROUSHIAN *et al.*, 1991).

No trabalho realizado por Magnusson (1997), que utilizou ensaios tipo pull-out (Figura 3.18) na comparação entre barras com diferentes diâmetros e resultados obtidos por Lestander (1993)⁸ e Hansen et al. (1996)⁹ e formulações propostas por Eligehausen *et al.* (1983) e Huang et al. (1996). Os resultados evidenciam 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 3.19)

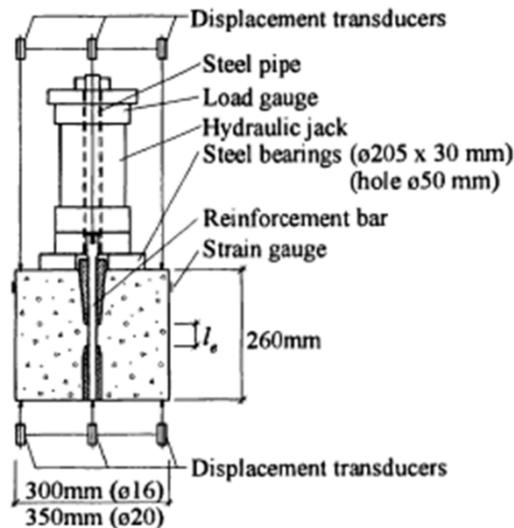


Figura 3.18 - Modelo de ensaio tipo pull-out utilizado Magnusson (1997).

Tensão máxima
de aderência (MPa)

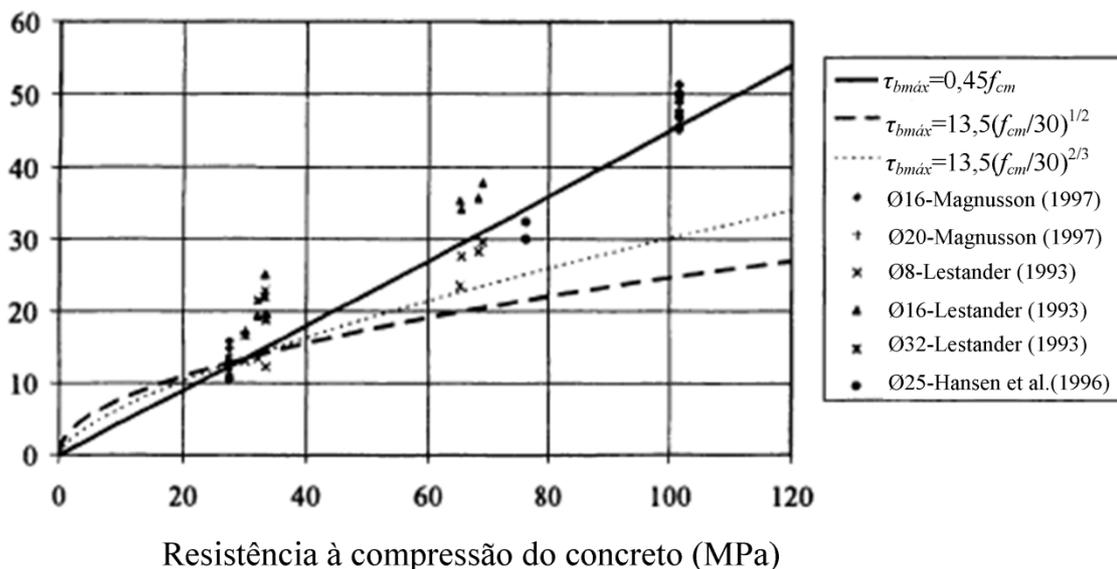


Figura 3.19 - Comparações e resultados obtidos por Magnusson (1997).

⁸ LESTANDER, U. **Bond properties of high performance concrete, pull-out test with monotonically increasing loads.** Lulea University of Technology, Master's Thesis, 1993.

⁹ HANSEN, E. A.; THORENFELDT, E. **Bond proprieties 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, pg. 1145-1104, 1996.

Alguns trabalhos enumeram os principais fatores que influenciam a aderência aço-concreto. Como exemplo, a autora Barbosa (2002), que estudou diferentes classes de concretos com ensaios tipo pull-out apresenta a Tabela 3.3, onde mostra o comportamento da aderência frente a diferentes fatores.

Tabela 3.3 – Fatores que influenciam a aderência aço-concreto. (BARBOSA, 2002)

Fator	Comportamento do fator	Comportamento da aderência
• Resistência mecânica do concreto	✓ Aumenta	✓ Aumenta
• Superfície das barras	✓ Aumento da rugosidade	✓ Aumenta
• Diâmetro das barras	✓ Aumento	✓ Diminui
• Área relativa da nervura	✓ Aumenta	✓ Aumenta
• Posição das barras na concretagem	✓ Horizontal (superior)	✓ Diminui
• Idade do ensaio	✓ Aumenta	✓ Aumenta
• Adensamento	✓ Aumenta	✓ Aumenta
• Carregamento cíclico	✓ Aumenta	✓ Diminui

O ACI 408R:2003 também enfatiza os seguintes fatores: tipo de configuração das nervuras da barra; o diâmetro da barra; o estado em que se encontra a superfície da barra (deterioração); a disposição da barra na hora do lançamento do concreto - horizontal ou vertical, a relação água cimento (a/c), as resistências mecânicas do concreto, as adições minerais, tais como os materiais pozolânicos, as características físico-químicas dos materiais empregados no concreto, o adensamento e a idade de ruptura, dentre outros.

Podemos observar que existem diversos fatores importantes que devem ser levados em consideração no processo de implementação de um ensaio de aderência para o método ABT. Nos itens a seguir serão explicados alguns desses principais fatores.

3.2.1 Configuração geométrica das barras

As nervuras das barras de aço aumentam a parcela da aderência mecânica, devido à formação de “consoles” de concreto. Este incremento de desempenho varia com a forma e a inclinação das nervuras, com a altura e a distância livre entre elas, além destes parâmetros ainda podemos destacar a importância da área relativa das nervuras (f_r). Buscando garantir um desempenho mínimo, algumas normas exigem que alturas e espaçamentos mínimos sejam respeitados. É o caso da ABNT NBR 7480:2007, que especifica que o limite para o espaçamento entre nervuras deve estar entre $0,5\emptyset$ a $0,8\emptyset$ e a altura média superior a $0,04\emptyset$,

para barras de diâmetros maiores que 10 mm. A norma ASTM A706:2009 exige que as barras tenham no máximo um espaçamento médio de $0,7\phi$ e altura média de no mínimo de $0,04\phi$.

Estes valores propostos nas normas provavelmente vieram de pesquisas anteriores, como os estudos realizados por Clark (1946, 1949), onde o autor analisou 17 configurações de barras e concluiu que as proporções ideais para o espaçamento médio entre nervuras é na ordem de $0,7\phi$ e altura na ordem de $0,04\phi$, para barras de diâmetro menor ou igual a 13 mm. Estudos realizados por Hamad (1995a, 1995b) mostraram que ângulos da face da nervura iguais a 60° , espaçamentos entre nervuras na ordem de $0,5\phi$ e alturas das nervuras de $0,1\phi$ se mostraram mais eficientes na aderência aço-concreto. Em relação à influência do ângulo das nervuras, 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) mostra que barras com o ângulo de inclinação da nervura de aproximadamente 47° , espaçamento de $0,7\phi$ e altura da nervura igual a $0,09\phi$ a aderência se mostra satisfatória. No trabalho de Lorrain et al. (2010) fica evidente que dentre os parâmetros que influenciam na aderência tais como o espaçamento, altura e inclinação, a altura mostrou-se o parâmetro de maior influência.

Alguns pesquisadores ressaltam a importância de outro parâmetro, a superfície relativa das nervuras (f_r). Analisando a literatura, Soretz e Holzenbein (1979) propõe uma definição da área efetiva de nervura f_r , efetuada através da Equação 3.6. A expressão representa um quociente entre a área da nervura e a área lateral entre nervuras.

$$f_r = \frac{k \times A_n \times \sin\beta}{\pi \times \phi \times S_r} \quad \text{Equação 3.6}$$

Onde f_r é a área relativa nervura, k é o número de nervuras transversais em torno do perímetro da barra, A_n é a área da seção longitudinal da nervura, β é o ângulo de inclinação da nervura e ϕ é o diâmetro da barra e S_r o espaçamento entre as nervuras.

Buscando complementar o conceito de área relativa das nervuras a ISO 15630-1:2010 propõe a Equação 3.7 com o complemento da Equação 3.8. A Figura 3.20 ilustra as incógnitas das Equações 3.7 e 3.8.

$$f_r = \frac{1}{\pi\phi} \sum_{i=1}^n \frac{\frac{1}{m} \sum_{j=1}^m F_{R\gamma_i\gamma_j} \sin \beta_{i\gamma_j}}{S r_i} + \frac{1}{P} \sum_{k=1}^q a'_k \quad \text{Equação 3.7}$$

$$F_R = \sum_{i=1}^p (a_{s,i} \Delta l) \quad \text{Equação 3.8}$$

Onde n é o número de linhas de nervuras transversais na circunferência da barra; m é o número de nervuras transversais diferentes na mesma linha de circunferência; q é o número de nervuras longitudinais para barras tipo "cold-twisted" elicoidais; F_R é a área longitudinal da seção de uma nervura, onde $a_{s,i}$ é a altura média de uma porção i de uma nervura subdividida em p partes de comprimento Δl .

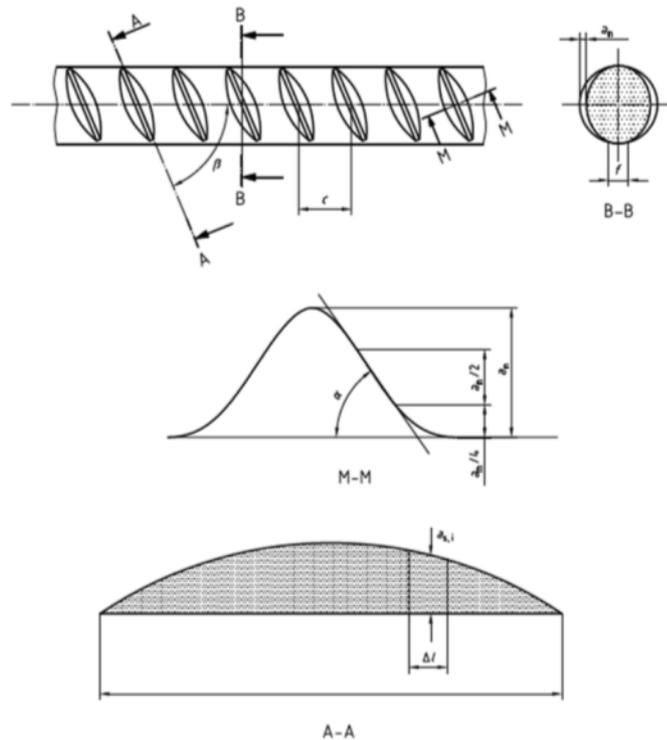


Figure 3.20 – Desenho esquemático da barra de aço. (ISO 15630-1:2010).

A normalização ISO 15630-1:2010 também preconiza uma fórmula empírica mais simplificada (Equação 3.9). Como λ é um fator empírico, pode-se determinar o valor de f_R para a_m/c para cada barra em particular. Os valores de $a_{1/4}$, a_m e $a_{3/4}$ estão ilustradas na Figura 3.18.

$$f_R = \lambda \frac{a_m}{c} \quad \text{Equação 3.9}$$

Barbosa et al. (2008), através de seus estudos com diferentes configurações de armaduras, faz uma proposta para o cálculo do valor de f_r (Equação 3.10). Onde \emptyset é diâmetro nominal da barra; β é a inclinação da nervura transversal; h_r é a altura máxima da nervura e S_r é o espaçamento entre nervuras.

$$f_r = -0,0274 - 0,0049\emptyset + 0,0024\beta + 0,0028h_r - 0,0091S_r \quad \text{Equação 3.10}$$

O ACI 408R:2003 também simplifica a área relativa da nervura através da Equação 3.11, a qual aproxima a relação entre a *shearing area* e a *bearing area* para uma relação de altura por espaçamento de nervuras. O ACI 408R:2003 corrige esta relação com uma constante que varia de 0,8 a 0,9. A Figura 3.21 mostra um desenho esquemático da barra de aço.

$$f_r = \frac{\text{Bearing-area}}{\text{Shearing-area}} \approx \frac{h_r}{S_r} \quad \text{Equação 3.11}$$

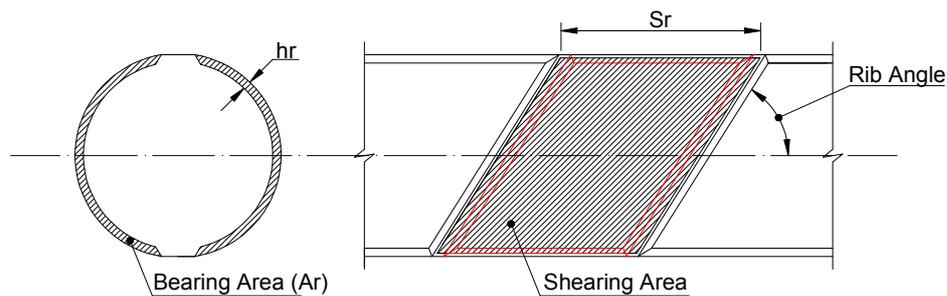


Figura 3.21 – Desenho esquemático da barra de aço. (ACI 408R:2003).

Outro estudo realizado por Rõs (1950) quantificou a influência da configuração geométrica das barras de aço na tensão de aderência. Foram testados barras de aço com diâmetro nominal de 22 mm com a mesma composição de concreto. A Figura 3.22 mostra os tipos de configurações utilizadas e os resultados de tensão de aderência obtidos. Nota-se que a configuração que apresentou melhor aderência é a recomendada na ABNT NBR 7480:2007, comumente utilizada em obras brasileiras.

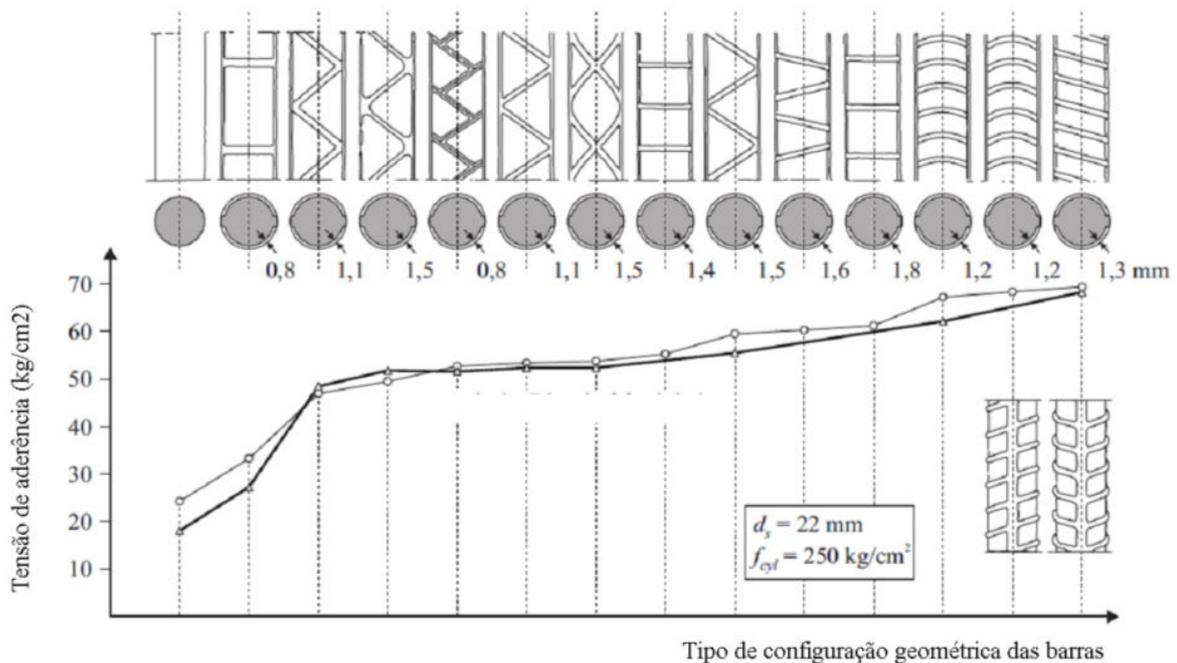


Figura 3.22 – Resultados de Røs (1950) apud Alvarez (1998).

Quanto ao diâmetro da barra de aço, alguns trabalhos evidenciam que quanto maior o diâmetro menor a tensão de aderência. Banzant et al. (1995) mostram em seu trabalho que a tensão de aderência diminui consideravelmente a partir de ensaios com barras de diâmetros de 12,5 mm, como ilustra a Figura 3.23.

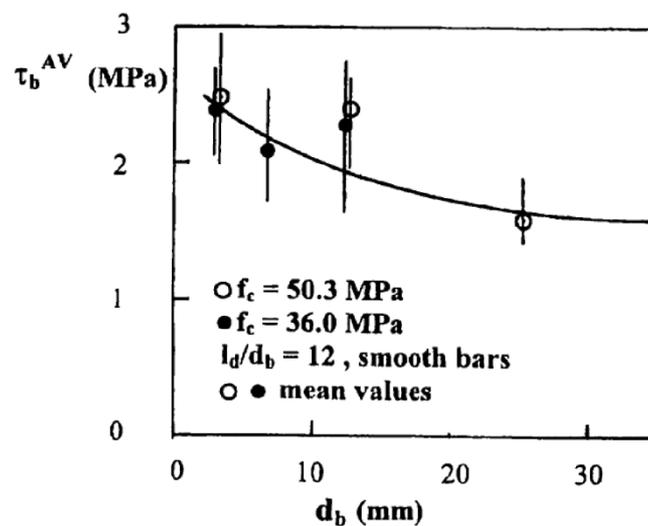


Figura 3.23 - Efeito do diâmetro na tensão de aderência aço-concreto. BAZANT et al. (1995) apud FIB (2000).

Ichinose et al. (2004) mostram que a redução da aderência com o aumento do diâmetro é proporcional ao confinamento da barra, ou seja, quanto menor a relação entre o cobrimento e o diâmetro da barra maior será a queda da tensão de aderência, como ilustra a Figura 3.24.

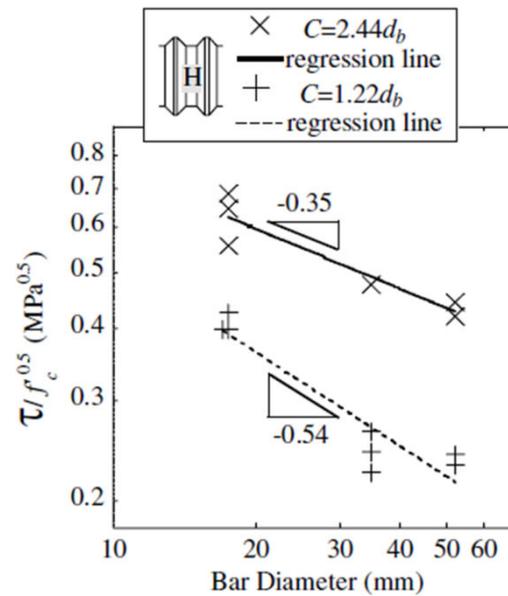


Figura 3.24 - Efeito do diâmetro na tensão de aderência para distintos cobrimentos de concreto. ICHINOSE et al. (2004).

Ian Pop et al. (2013) mostram que a queda tensão de aderência em diâmetros menores é maior em concretos auto-adensáveis do que em concretos vibrados convencionais. A Figura 3.25 mostra as diferenças entre os dois tipos de concretos.

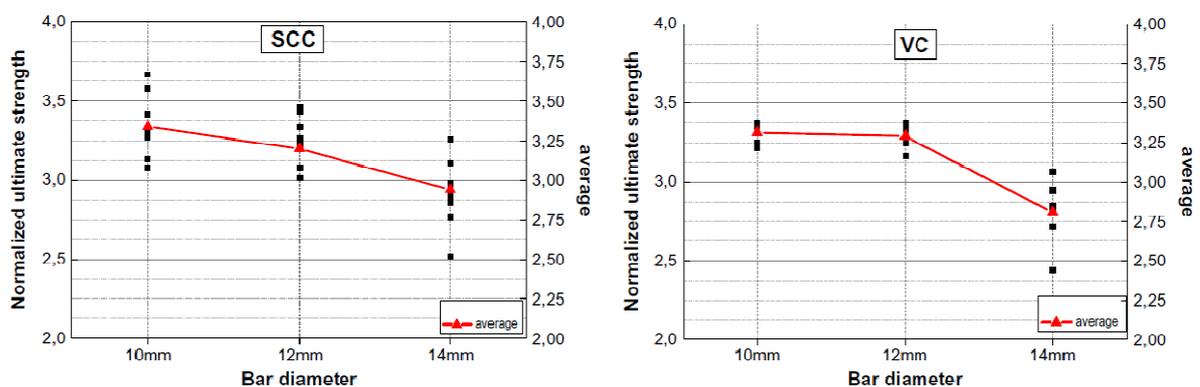


Figura 3.25 - Efeito do diâmetro na tensão de aderência para concretos auto-adensáveis e convencionais. (IAN POP et al. (2013))

3.2.2 Adensamento do concreto

O adensamento do concreto tem influência na tensão de aderência aço-concreto, pois quanto maior a vibração melhor o empacotamento das partículas e conseqüentemente melhor a aderência aço-concreto, porém este fato possui um limite, como mostra a Figura 3.26, dependem do tipo de concreto o efeito é contrario. No caso o concreto auto-adensável possui uma melhor aderência para tempos menores de vibração e a partir de 10s de vibração os resultados são similares ao concreto convencional vibrado, diminuindo à medida que o tempo de vibração aumenta.

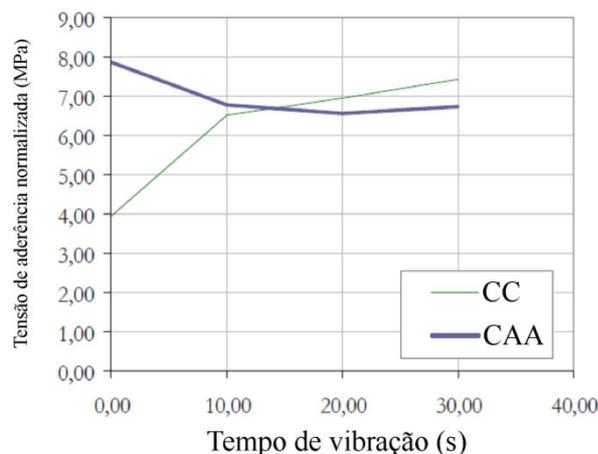


Figura 3.26- Efeito do tempo de vibração na aderência aço-concreto. CHAN et al. (2003)¹⁰ apud PARRA COSTA (2005).

Outro fator correlacionado ao adensamento é o teor de finos do concreto, pois quanto maior o esse teor menor será a aderência aço-concreto. O estudo realizado por Valcuende e Parra (2009), demonstrou que a tensão de aderência diminui consideravelmente à medida que o teor de finos aumenta, principalmente em concretos convencionais, comparando os mesmos a concretos auto-adensáveis. Os autores concretaram uma coluna de 1,5 m (Figura 3.27) e depois extraíram corpos de prova (P1,... P3...) para o ensaio tipo pull-out, os resultados mostraram que a tensão de aderência aumenta à medida que a profundidade aumenta, ou seja, à medida que o teor de finos diminui e o teor de agregado graúdo aumenta. (Figura 3.28 e 3.29).

¹⁰ CHAN, YIN-WEN; CHEN, YONG-GUO; Y LIU, YI-SHI. **Effect of Consolidation on Bond of Reinforcement in Concrete of Different Workabilities**. ACI Material Journal. Julio- Agosto de 2003.

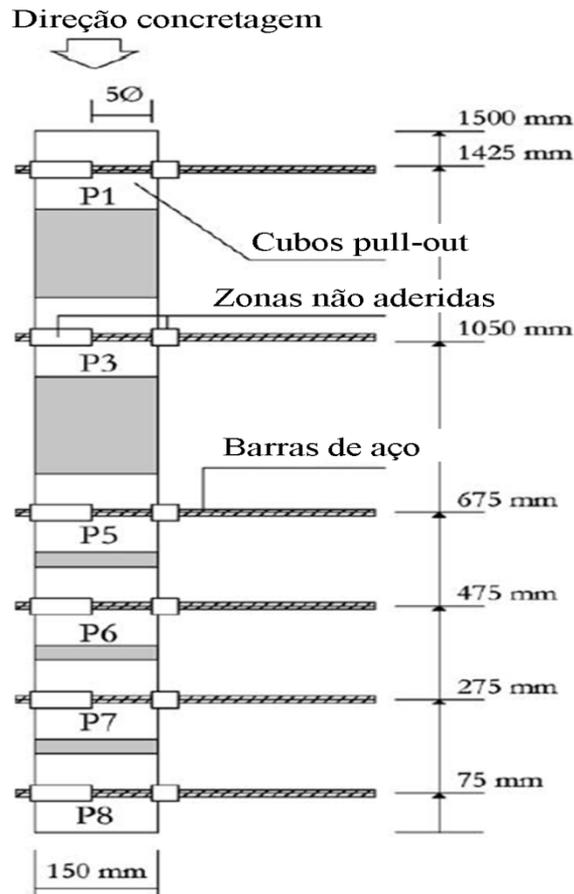


Figura 3.27 - Esquema de ensaio adotado por Valcuende e Parra (2009).

Outros autores como Mauline e Astrova (1965)¹¹ citado por Ribeiro (1985), também verificaram que o comportamento da aderência é melhor quando a relação água/cimento é menor e a quantidade de agregado graúdo é maior. Outro fato importante verificado por Martin e Noakowski (1981)¹², citado por França (2004), foi que com a utilização de agregados de diâmetro maior e pequena quantidade de água observa-se um definido acréscimo no comportamento de aderência. Uma explicação para estas observações seria que em misturas com agregados muito finos, as partículas finas e também a água acumulam-se nas circunvizinhanças da barra, fato que aumenta a porosidade na região da ligação aço-concreto e conseqüentemente diminui a aderência.

¹¹ MAULINE, N.M., ASTROVA, T.I. **Etude de l'influence de la composition du béton sur la adhérence acier-béton**. Bulletin d'Information du Comité Européen du Béton, (48), avr. 1965.

¹² MARTIN, H.; NOAKOWSKI, P.: **Verbundverhalten von Betonstählen: Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen**. Berlin: Ernst & Sohn, (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 319), S. 100-175. 1981.

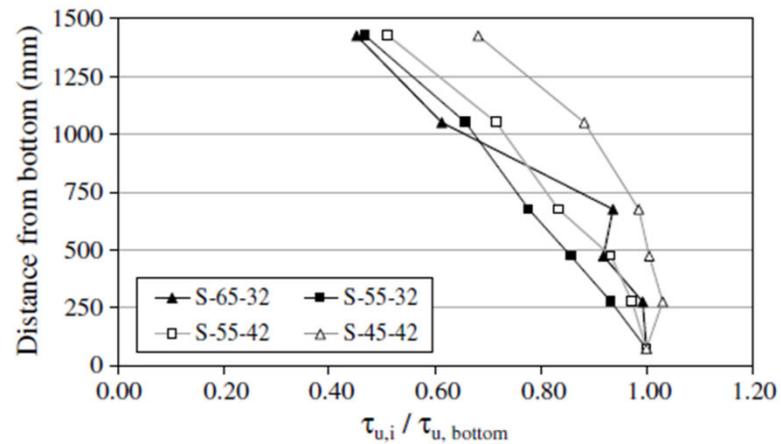


Figura 3.28 - Resultados de Valcuende e Parra (2009) para concretos auto-adensáveis.

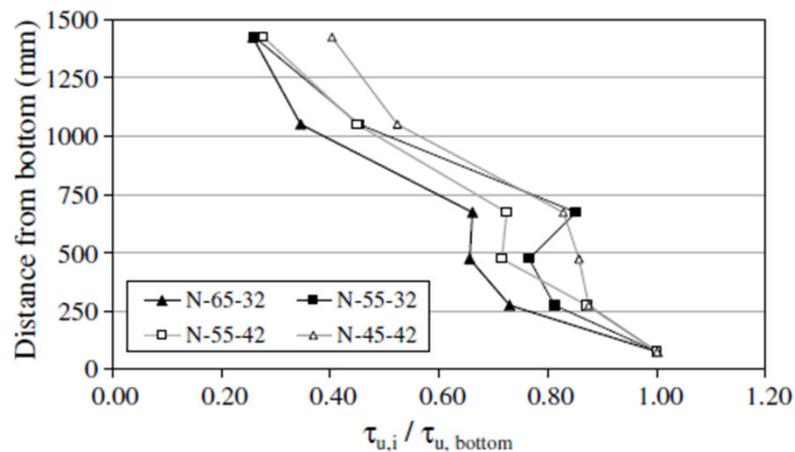


Figura 3.29 - Resultados de Valcuende e Parra (2009) para concretos convencionais.

3.2.3 Disposição da barra na hora do lançamento do concreto - horizontal ou vertical

Existem possibilidades distintas para a concretagem de um elemento. A Figura 3.30 (a) mostra a concretagem com a barra na horizontal, simulando o que ocorre em um elemento tipo viga. Já as Figuras 3.30 (b) e (c) ilustram a concretagem na direção vertical da barra, simulando o que ocorre em um elemento tipo pilar.

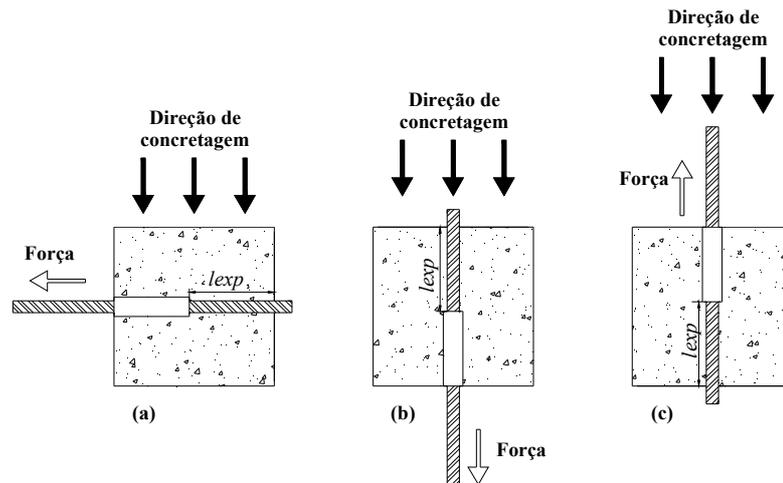


Figura 3.30 - (a), (b) e (c) Direções de concretagens com as posições das barras e posterior direção da força de arrancamento.

Teoricamente os resultados de tensão de aderência obtidos com o modelo mostrado na Figura 3.30 (a) são menores que os resultados com o modelo da Figura 3.30 (b), e estes menores que o Modelo (c). ($\tau_b (a) < \tau_b (b) < \tau_b (c)$). No caso do modelo (a) forma-se embaixo da barra de aço bolhas de ar que diminuem a aderência aço-concreto, já no caso (b) e (c) não existe este problema, porém a diferença está no adensamento e segregação do concreto, pois quanto maior a quantidade de finos menor a aderência aço-concreto, no caso (b) tem maior quantidade de finos na zona de transição aço-concreto e conseqüentemente menor aderência que o modelo (c). Um estudo apresentado no FIB (2000), realizado por Martin e Noakowki (1981) mostra as diferenças entre as direções de concretagem na tensão de aderência aço, evidenciando o fato descrito acima na Figura 3.31.

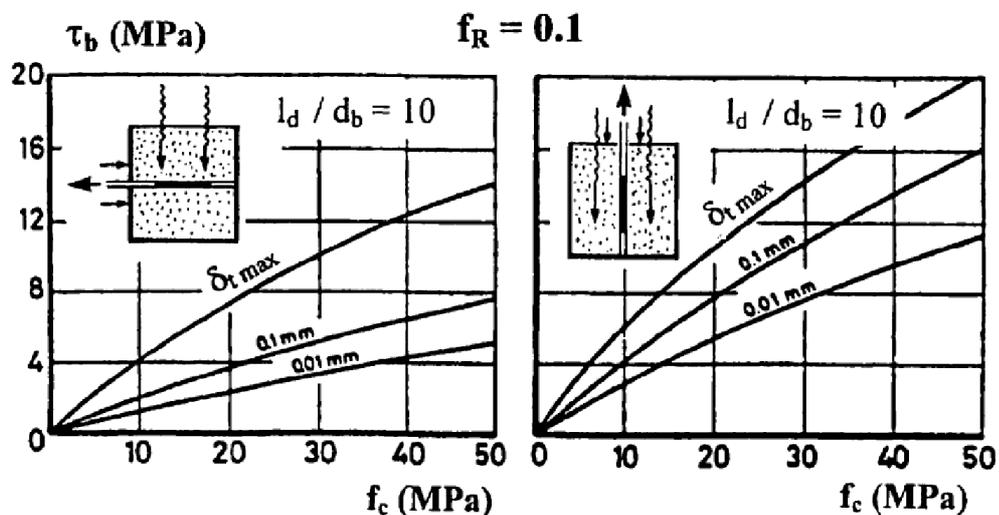


Figura 3.31 - Diferenças na tensão de aderência aço-concreto para distintas direções de concretagens em ensaios tipo pull-out. (FIB, 2000 *apud* Martin e Noakowki, 1981)

Estudos realizados por Ribeiro (1985) mostraram barras concretadas na posição horizontal no topo da forma apresentam desempenho menor do que aquelas concretadas no fundo da forma, indicando a sedimentação do material. No caso de barras na horizontal, a Figura 3.32 mostra como a segregação do concreto fresco faz com que haja um acúmulo de água sob as barras; e posteriormente, no processo de cura do concreto, a água é absorvida pelo concreto endurecido, deixando vazios ou inúmeros poros na sua face inferior, fato que prejudica a aderência.

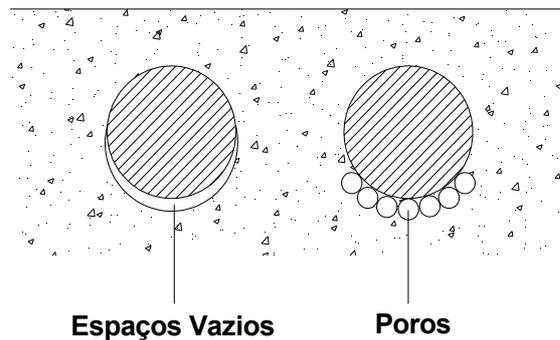


Figura 3.32 - Formação de espaços vazios ou poros sob as barras concretadas em posição horizontal devida à segregação e ao acúmulo de água (LEONHARDT; MONNIG, 1979).

Ducatti (1993) realizou ensaios de arrancamento com concreto de alto desempenho que mostraram uma maior aderência das barras horizontais inferiores, comparados às barras horizontais superiores e às verticais. Segundo o autor, a menor aderência para as barras verticais em relação às outras pode ser justificada, pois o sentido das forças de arrancamento concordava com o sentido da sedimentação do concreto nos moldes. Barbosa (1998), que estudou o comportamento da aderência em concreto de elevado desempenho, mostrou que a influência da posição da barra de armadura durante a concretagem sobre a aderência diminui quando a resistência do concreto aumenta. A autora verificou nos ensaios realizados que as barras concretadas na posição vertical e carregadas no sentido contrário da direção de concretagem obtiveram uma melhor aderência que as barras concretadas na direção horizontal. O ACI 408R:2003 afirma que a posição da barra dentro de um elemento de concreto tem um papel importante na capacidade de aderência, o mesmo explica que barras posicionadas na parte superior de uma viga tendem a apresentar comportamento menos eficiente, em termos de aderência, do que aquelas colocadas na parte inferior.

3.2.4 Taxa de carregamento e idade de ruptura

Como na resistência à compressão, quanto maior a taxa de carregamento maior será a tensão de aderência. Fato confirmado no trabalho realizado por Vos e Reinhardt (1982), que estudou velocidades de carregamento entre $0,3 \times 10^{-3}$ a $40,0$ MPa/ms em concretos com resistências à compressão de 20, 40 e 60 MPa. Os resultados mostraram que a influência da velocidade de carregamento é maior na tensão de aderência em concretos com resistências menores e para deslocamentos na ordem de 0,01 mm, diminuindo a medida que o deslocamento aumenta, como podemos observar nas Figuras 3.33 e 3.34, que mostram que para $d=0,01$ mm a diferença pode chegar a 2,5 e para $d=0,2$ mm atinge 1,6.

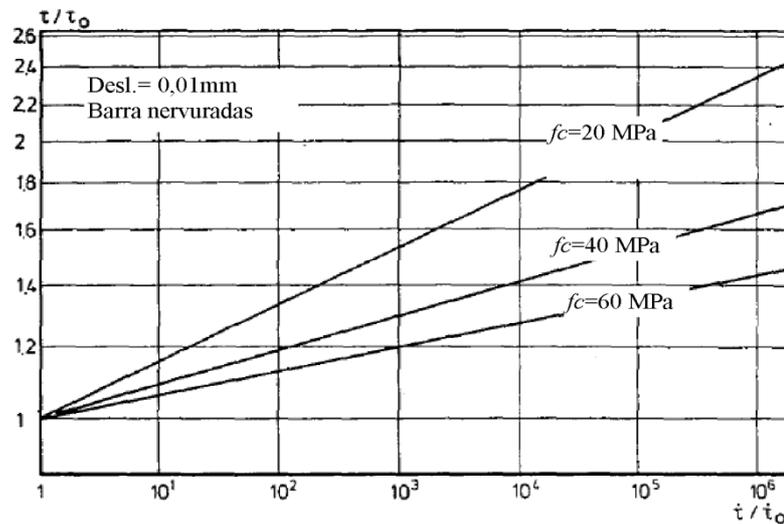


Figura 3.33 - Diferenças nos valores obtidos de tensão de aderência para Desl. = 0,01 mm devido ao acréscimo da taxa de carregamento. (VOS E REINHARDT, 1982)

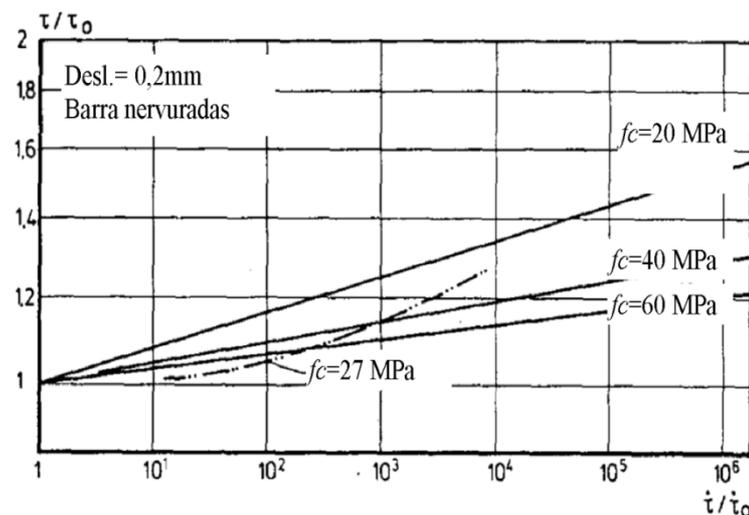


Figura 3.34 - Diferenças nos valores obtidos de tensão de aderência para Desl. = 0,2 mm devido ao acréscimo da taxa de carregamento. (VOS E REINHARDT, 1982)

Martin e Noakowski (1981) citado por Ribeiro (1985), afirmam que a influência da idade de carga sobre a aderência é a mesma que sobre a resistência à compressão ou à tração do concreto. Chapman e Shah (1987)¹³ citado por Vieira (1994) constataram que nas barras nervuradas a idade influencia de forma significativa as características da aderência. Entretanto, o mesmo não foi observado para as lisas. Que com o aumento da resistência à compressão a resistência de aderência permanece a mesma. Para os autores tal fato é justificável através da interação mecânica da barra nervurada e da resistência à compressão do concreto, que são responsáveis pela aderência. Fu e Chung (1998) registraram reduções na aderência entre o concreto e o aço com o aumento da idade, a partir do sétimo dia até os 28 dias, ocorrendo, principalmente, entre os 7 e 14 dias. Segundo os autores, este comportamento pode ser explicado pelo aumento de vazios na interface, atribuído à retração de secagem do concreto.

O trabalho de Dahou et al. (2009), onde realizaram um amplo estudo com os principais fatores que influenciam a aderência para uma posterior implementação em redes neurais artificiais mostrou que o efeito da idade na resistência de aderência é similar ao da resistência à compressão do concreto e depende diretamente do tipo de cimento, os autores mostram que a resistência de aderência aos 1 e 3 dias com um concreto C40 fabricado com cimento de alta resistência inicial resultou em 50% (1 dia) e 75% (3 dias) da resistência de aderência obtida aos 28 dias, e um cimento pozolânico, resultou em 35% (1 dia) e 55% (3 dias) em comparação aos 28 dias. A Figura 3.35 ilustra os resultados.

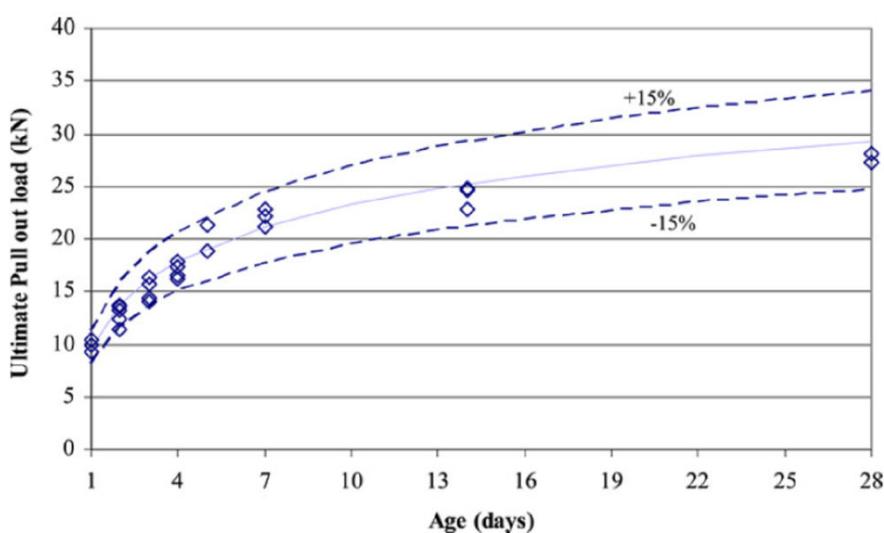


Figura 3.35 - Incremento da carga máxima de aderência com o aumento da idade de ruptura. (DAHOU et al, 2009).

¹³ CHAPMAN, R; SHAH, S. **Early-age bond strength in reinforced concrete**. ACI Journal Materials, Michigan, v.84, n.6, p. 501-510, 1987.

3.2.5 Confinamento da barra de aço

O confinamento da barra é um dos principais fatores que influenciam na tensão de aderência. Uma das condições para ocorrer o deslizamento da barra de aço é que o concreto circundante a barra de aço deve suportar as tensões geradas na interface aço-concreto. Caso contrário ocorrerá o fendilhamento do concreto com formações de fissuras radiais. A Figura 3.36, mostra um desenho esquemático da componente radial da força gerada pela aderência e o concreto na zona de ancoragem que suporta essas tensões.

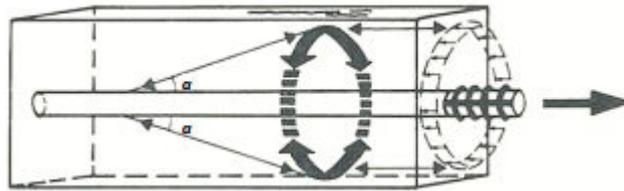


Figura 3.36 - Representação esquemática da força de aderência e o concreto na zona de ancoragem (TEPFERS (1979)).

Existem muitos estudos que visam determinar o valor de confinamento que determina qual será o comportamento de deslizamento ou fendilhamento do concreto. O estudo desenvolvido por Makni et. al. (2010) mostrou que o limite mínimo necessário para gerar o deslizamento da barra de aço sem ocorrer o fendilhamento do concreto é na ordem de $c/\varnothing = 5$, ou seja, a relação limítrofe entre os comportamentos de ruptura por fendilhamento e deslizamento está por volta de $c/\varnothing \sim 5$ (Figura 3.37).

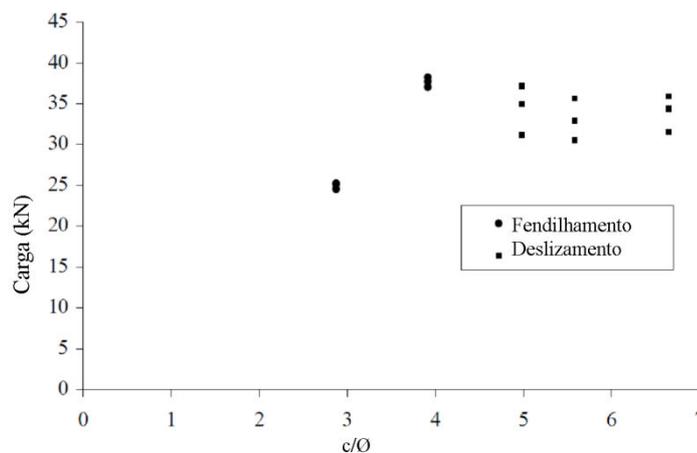


Figura 3.37 - Resultados de carga pela relação c/\varnothing . (MAKINI et al., 2010).

Os resultados de Makni et. al. (2010) foram comprovados pelo trabalho de Silva et al. (2011). Nas Figuras 3.38 e 3.39, nota-se que o aumento da relação c/\varnothing é proporcional ao aumento da

relação $\tau_{b,m\acute{a}x}/f_{cm}$, fato que fica mais evidente nos valores de $c/\emptyset=2,60$ a $c/\emptyset=3,50$. Outro fato reside na quest\~ao que o valor limítrofe que divide os comportamentos de ruptura ficou entre $c/\emptyset=4,50$ e $c/\emptyset=5,75$ e que os dois fenômenos ocorreram simultaneamente apenas na relação $c/\emptyset=4,50$. Nota-se também que com o aumento da relação c/\emptyset ocorreu um pequeno aumento da relação $\tau_{b,m\acute{a}x}/f_{cm}$. Outro detalhe é que o comportamento de fendilhamento foi menor na idade de 07 dias quando comparado à de 28 dias.

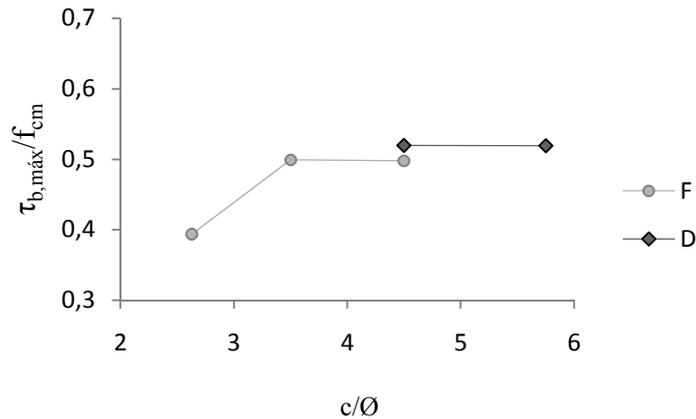


Figura 3.38 - Relação entre a tensão de aderência máxima e a resistência à compressão pela relação c/\emptyset aos 7 dias. (SILVA et al., 2011).

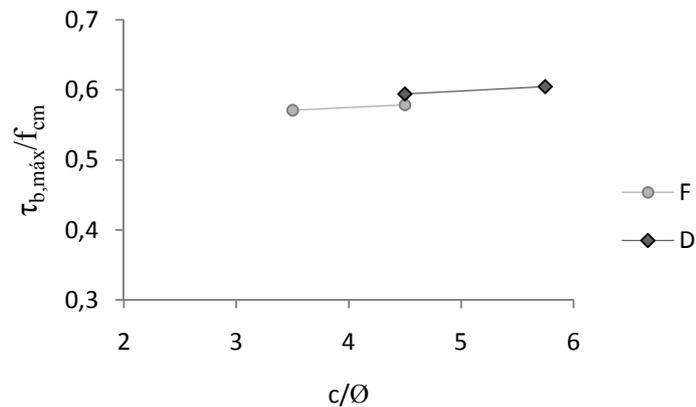


Figura 3.39 - Relação entre a tensão de aderência máxima e a resistência à compressão pela relação c/\emptyset aos 28 dias. (SILVA et al., 2011).

Outro trabalho que comprova que a área limite para os dois tipos de fenômenos (deslizamento e fendilhamento) é $c/\emptyset \sim 4,5$ é o trabalho de Torre-Casanova et al. (2013), onde os autores realizam ensaios com varias relações de c/\emptyset e compararam com a relação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à tração do concreto (Figura 3.40).

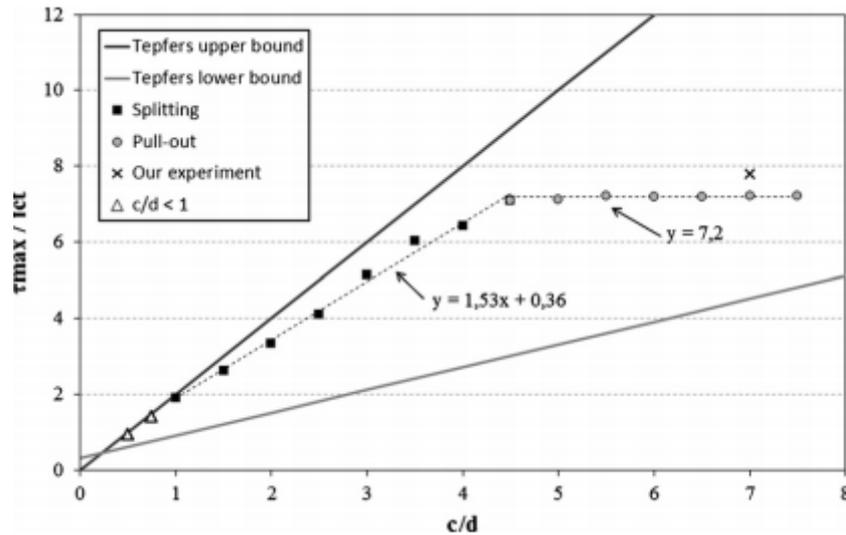


Figura 3.40 - Evolução da tensão máxima de aderência pela relação c/\varnothing e limites sugeridos por TEPFERS (1979)¹⁴. (TORRE-CASANOVA et al., 2013)

Outra importante ilustração apresentada por Torre-Casanova et al. (2013) está na Figura 3.41, onde o autor mostra dois corpos de prova de aderência com a distribuição da fissuração feita por elementos finitos. O primeiro corpo de prova com $c=3,5\varnothing$ e o segundo com $c=7\varnothing$, observa-se que a distribuição da fissuração do segundo não chega até a borda o que resulta em um adequado confinamento da barra de aço. Por fim, os autores chegam a uma importante relação que para ocorrer o tipo de ruptura por deslizamento a tensão máxima de aderência fica na ordem de 60% da resistência à compressão do concreto.

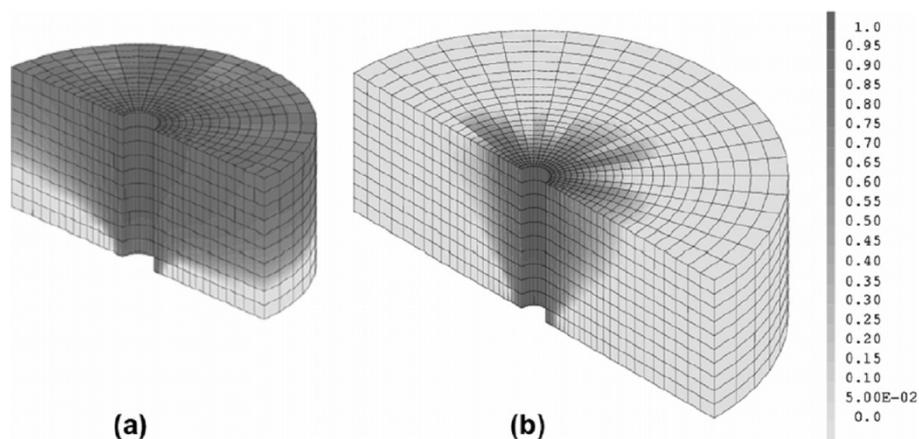


Figura 3.41 - Distribuição da fissuração em um corpo de prova de aderência com: (a) $c=3,5\varnothing$ e (b) $c=7\varnothing$. (TORRE-CASANOVA et al., 2013)

¹⁴ TEPFERS R. **Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars**. Mag Concr Res, v.3, n.106, p.3–12, 1979.

Com o confinamento da barra de aço garantido pelo adequado cobrimento de concreto, deve-se atentar para outro fator importante no comportamento da aderência aço-concreto: o comprimento de ancoragem. O estudo realizado por Humbert et al. (2010) variou o comprimento de ancoragem entre 2,0 cm a 32,0 cm ($2,5\varnothing$ a $40\varnothing$) no ensaio pull-out com barra de aço de $\varnothing=8$ mm e concreto com $f_c=30$ MPa constantes. Os resultados, apresentados na Figura 3.43 mostram o aumento da carga para provocar o escorregamento da barra de aço até o momento em que a barra chega a escoar e rompe por tração (Figura 3.42). O autor descreve que para o comprimento de ancoragem menor 9,0 cm ($\sim 11\varnothing$) o tipo de ruptura é governado por deslizamento da barra. Com relação à recomendação da RILEM, o comprimento de ancoragem é de $5\varnothing$ justamente para evitar a ruptura da barra.

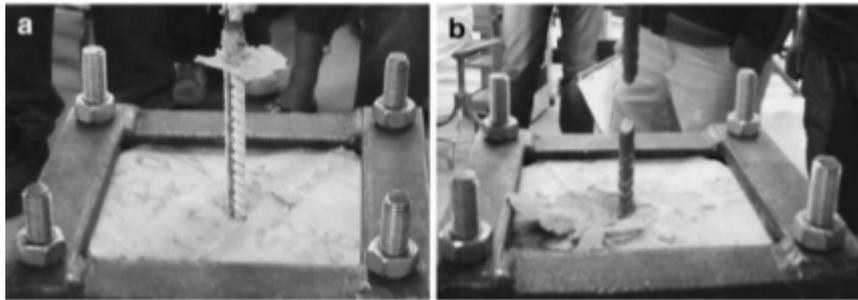


Figura 3.42 - Ruptura por (a) deslizamento e por (b) ruptura da barra. (HUMBERT et al., 2010)

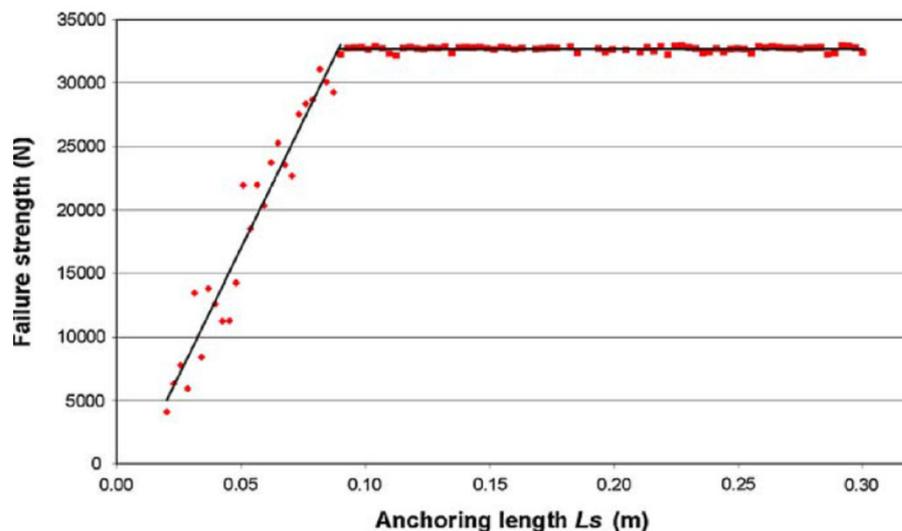


Figura 3.43 - Efeito da variação do comprimento de ancoragem ($0,02 \text{ m} < L_s < 0,32 \text{ m}$) no ensaio tipo pull-out. (HUMBERT et al., 2010)

3.3 MODELOS MATEMÁTICOS DE PREDIÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Existem diversos modelos matemáticos propostos para prever a tensão de aderência aço-concreto baseados em diversos fatores, porém a resistência à compressão é encontrada na maioria dos modelos. A ideia deste item é realizar um levantamento bibliográfico de distintas equações que visam estimar a resistência de aderência aço-concreto e posteriormente aplicá-las a um ensaio padrão de aderência (tipo pull-out) com características geométricas fixas, no entanto variando apenas a resistência à compressão. O objetivo é avaliar a influência da resistência à compressão do concreto na resistência de aderência aço-concreto.

Os modelos propostos por Orangun *et al.* (1977); Chapman e Shah (1987); Harajli (1994) e Al-Jahdali (1994) possuem a estrutura da Equação 3.8, porém cada autor propôs diferentes valores para as constantes K_0 , K_1 e K_2 de acordo com a Tabela 3.4. Onde: $\tau_{b,máx}$ = tensão de aderência máxima; c = cobrimento de concreto ao redor da barra de aço; ϕ = diâmetro da barra de aço; l_e = comprimento de ancoragem experimental e f_c = resistência à compressão do concreto.

$$\tau_{b,máx} = \left[K_0 + K_1 \left(\frac{c}{\phi} \right) + K_2 \left(\frac{\phi}{l_e} \right) \right] \times \sqrt{f_c} \quad \text{Equação 3.8}$$

Tabela 3.4 – Valores das constantes da Equação 3.8, de acordo com o respectivo autor.

Autores	Unidades	K_0	K_1	K_2
Orangun et al. (1977)	Psi	1,22	3,23	53
Chapman e Shah (1987)	Psi	3,5	3,4	57
Harajli (1994)	Psi	1,2	3,0	50
Al-Jahdali (1994)	S.I.	-0,879	0,324	5,79

Os autores Eligehausen *et al.* (1983) propuseram a determinação da tensão de aderência por meio da Equação 3.9, onde β varia entre 1/2 a 2/3, na mesma década Kemp (1987) propôs a Equação 3.10. Soroushian et al. (1991) com a Equação 3.11. Ducatti 1993 através da Equação 3.12, e Huang et al. (1996) por meio da Equação 3.13.

$$\tau_{b,máx} = 13,5 \left(\frac{f_{cm}}{30} \right)^\beta \quad \text{Equação 3.9}$$

$$\tau_{b,máx} = 232,2 + 2,716 \left(\frac{c}{\phi} \right) \times \sqrt{f_c} \quad \text{Equação 3.10}$$

$$\tau_{bm\acute{a}x} = \left(20 - \frac{\emptyset}{4}\right) \sqrt{\frac{f_c}{30}} \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.11}$$

$$\tau_{bm\acute{a}x} = 2,5\sqrt{f_{cm}} \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.12}$$

$$\tau_{bm\acute{a}x} = 0,45f_{cm} \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.13}$$

Caetano (2008) amplia a equa\c{c}\~ao com vari\~aveis como efeito das altas temperaturas, grau de corros\~ao, tipo de ensaio e tipo de nervura (Equa\c{c}\~ao 3.14). Onde: $\tau_{b,m\acute{a}x}$ = tens\~ao de ader\~encia m\~axima, em MPa; En = tipo de ensaio (0,5 para pull-out e 1,5 para pull-out exc\~entrico); Ner = tipo de nervura (0,5 para nervura tipo 1 e 1,5 para tipo 2); f_c = resist\~encia \~a compress\~ao do concreto, em MPa; Te_c = temperatura de exposi\c{c}\~ao codificada (Equa\c{c}\~oes 3.15 e 3.16) ; \emptyset = di\~ametro das barras de a\c{c}\~o; GC = grau de corros\~ao, em porcentagem.

$$\tau_{bm\acute{a}x} = 10,34 \times \frac{1}{En^{0,5}} \times Ner^{0,25} \times \left(\frac{f_c}{30}\right)^{0,25} \times \frac{1}{\left(\frac{\emptyset}{16}\right)\left(\frac{f_c}{30}\right)^{0,5}} \times \frac{1}{Te_c\left(\frac{f_c}{30}\right)^{0,5}} \times \left(\frac{0,3+\frac{GC}{2}}{0,3+\left(\frac{GC}{2}\right)^{1,4}}\right) \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.14}$$

$$Te_c = 1, \text{ se } Te \leq 350^{\circ}C \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.15}$$

$$Te_c = \frac{Te-125}{225}, \text{ se } Te > 350^{\circ}C \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.16}$$

Barbosa (2002), determina a Equa\c{c}\~ao 3.17 para concretos com $f_c \leq 50$ MPa e para concretos com $f_c > 50$ MPa a Equa\c{c}\~ao 3.18.

$$\tau_{bm\acute{a}x} = 4,35 + e^{0,05\emptyset} + e^{0,004f_c} \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.17}$$

$$\tau_{bm\acute{a}x} = 6,68 + e^{0,08\emptyset} + e^{0,003f_c} \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.18}$$

Os autores Lorrain et al. (2011) e Silva (2010) prop\~oem as Equa\c{c}\~oes 3.19 e 3.20, baseados apenas em ensaios pull-out onde ocorreram o deslizamento da barra de a\c{c}\~o com rela\c{c}\~ao ao concreto.

$$\tau_{bm\acute{a}x} = 0,33.f_c + 4,35 \text{ (} f_c > 5 \text{ MPa)} \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.19}$$

$$\tau_{bm\acute{a}x} = 0,41.f_c + 4,59 \text{ (} 10 \text{ MPa} < f_c < 50 \text{ MPa)} \quad \text{Equa\c{c}\~ao 3.20}$$

Os autores Aslani e Nejadi (2012) citam o trabalho de Bae (2006)¹⁵ onde foi realizado um estudo com concretos auto-adensáveis com agregado leve e agregado de peso normal. Utilizaram-se ainda barras lisas, nervuradas e de GFRP. O autor sugere a Equação 3.21 para determinação da tensão máxima de aderência. Sendo que as constantes para aplicação da equação estão apresentadas na Tabela 3.5. Outro detalhe que o autor coloca é que o comprimento de ancoragem deve ser menor que 15Ø.

$$\tau_{b,máx} = A \left(\frac{c}{\phi} \right)^B \times (f'_c)^\alpha \quad \text{Equação 3.21}$$

Tabela 3.5 - Valores das constantes para aplicação da Equação 3.21.

Constante	CCA com agregado leve			CCA com agregado de peso normal
	Nervuradas	GFRP	Lisa	Nervuradas
A	0,85	0,48	0,30	0,74
B	0,17	0,68	0,88	0,52
α	0,58	0,45	0,21	0,58

Aslani e Nejadi (2012) recomendam a utilização da Equação 3.22 para concretos convencionais e a 3.23 para concretos auto-adensáveis.

$$\tau_{b,máx} = \left[0,679 \left(\frac{c}{\phi} \right)^{0,6} + 3,88 \left(\frac{\phi}{le} \right) \right] \times (f_c)^{0,55} \quad \text{Equação 3.22}$$

$$\tau_{b,máx} = \left[0,672 \left(\frac{c}{\phi} \right)^{0,6} + 4,80 \left(\frac{\phi}{le} \right) \right] \times (f_c)^{0,55} \quad \text{Equação 3.23}$$

Com o intuito de comparar os modelos apresentados de predição da tensão de aderência aço-concreto utilizaram-se determinados parâmetros de entrada, como mostra a Tabela 3.6. Será estimada a tensão máxima de aderência para concretos com resistências à compressão variando entre 10 a 80 MPa. Para efeito de cálculo será considerado um ensaio tipo pull-out simples com concreto convencional e barra de aço com configuração geométrica do Tipo 1 (Tabela 5.3). Não será considerado nenhum grau de corrosão ou oxidação (barra limpa) e o ensaio será considerado em temperatura ambiente (~ 25°C). O limite de carga para o ensaio tipo pull-out será de 37,5 kN (valor obtido experimentalmente - Tabela 4.4). A Figura 3.44

¹⁵ BAE, S. **Mix Design, Formwork Pressure and Bond Characteristics of Special Self-Consolidating Concrete**, MasterThesis, Ryerson University, Toronto, Canada. 2006.

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

ilustra um desenho esquemático do ensaio que será testado, bem como suas variáveis. A Figura 3.45, mostra as estimativas realizadas para os modelos descritos anteriormente.

Tabela 3.6 – Parâmetros de entrada para utilização dos modelos matemáticos.

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

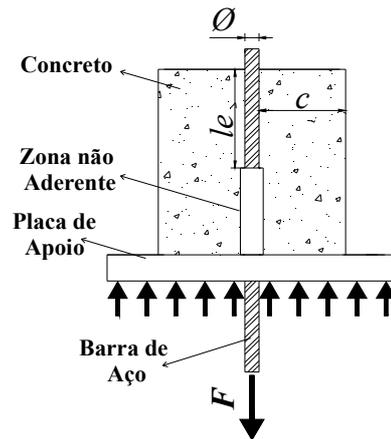


Figura 3.44 - Ilustração do ensaio que será testado e suas variáveis.

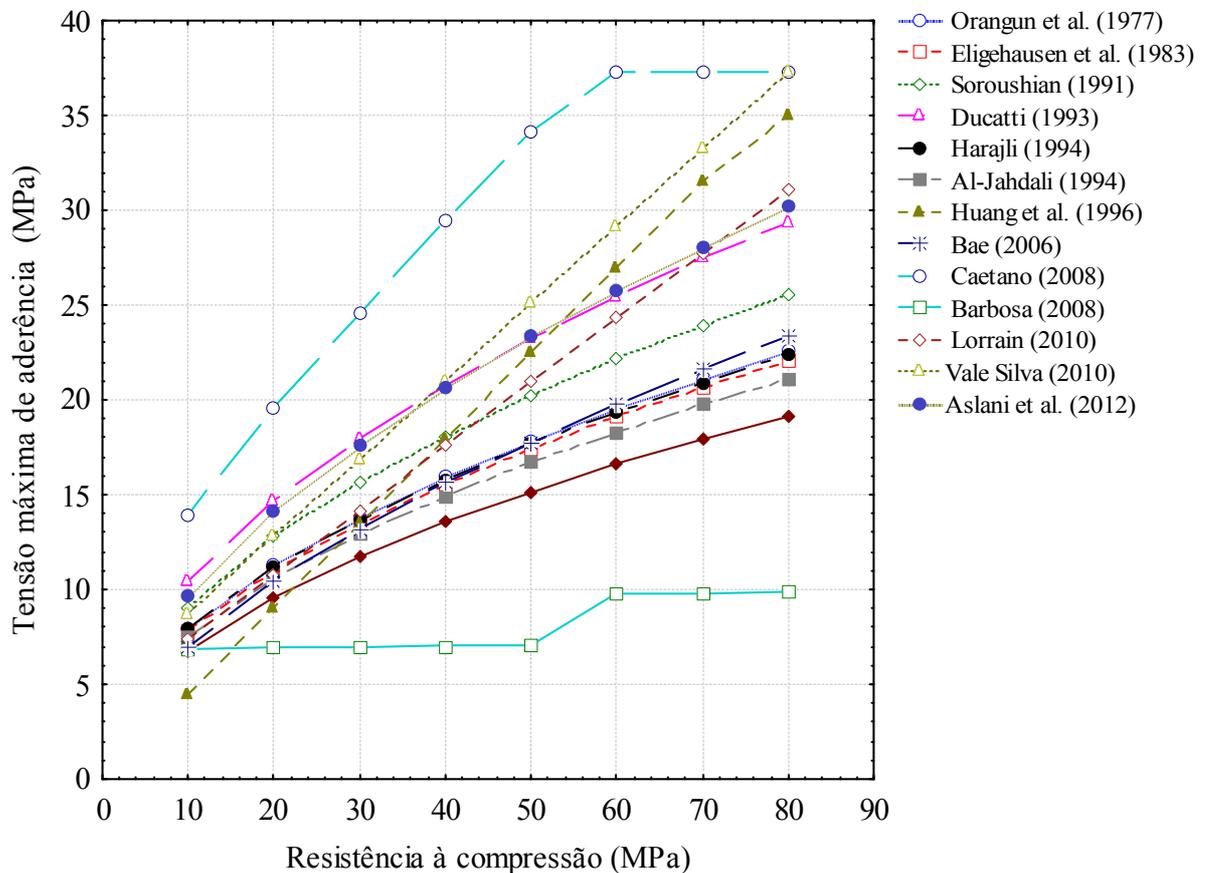


Figura 3.45 - Resultados das estimativas da tensão máxima de aderência para vários modelos.

Nota-se na Figura 3.45, 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.

Existem outras técnicas de modelagem de dados e produção de informações que buscam simular a inteligência humana (IA). Uma das técnicas de IA é a que utiliza as Redes Neurais Artificiais (RNAs), método proposto para solucionar problemas complexos, baseado na construção de um modelo computacional composto de circuitos que simulam processos de aprendizado e de descoberta. Através da utilização das RNAs é possível correlacionar, de forma não linear, parâmetros de entrada conhecidos, como idade de ruptura, comprimento de ancoragem, cobrimento e resistência à compressão com parâmetros de controle desejados, como a tensão de aderência aço-concreto. As RNAs podem ser montadas utilizando-se como base *perceptrons* de múltiplas camadas (MLP) e treinadas com um algoritmo de retropropagação de erro, que as expõe a uma grande série de dados de entrada e saída conhecidos, permitindo que a mesma faça uma adequada estimativa dos coeficientes de correlação em cada camada. Como explica SRIRAM (1997), as RNAs são técnicas computacionais que geram modelos inspirados na estrutura neural de organismos inteligentes, e que adquirem conhecimento através da análise de experiências prévias.

Em sua forma mais geral, uma RNA é uma estrutura projetada para funcionar de maneira similar à forma como o cérebro realiza uma determinada tarefa de interesse. Objetivando atingir um bom desempenho, as RNAs adotam uma estratégia de interligação maciça de células computacionais simples, denominadas neurônios ou unidades de processamento (HAYKIN, 2001). De acordo com ENGEL (2002) uma RNA pode ser entendida como um processador paralelo distribuído, de grande capacidade, constituído de unidades de processamento simples, que tem propensão para armazenar conhecimento experimental e torná-lo disponível para uso. A arquitetura das redes se assemelha à do cérebro em dois aspectos: 1) O conhecimento é adquirido pela rede a partir de registros das condições de entrada e saída de um processo qualquer, por meio de um processo de aprendizagem, que pode ser dirigido ou autônomo. 2) Pesos sinápticos, que representam as forças de conexão entre os neurônios que formam a rede, são utilizadas para armazenar o conhecimento adquirido.

Golafshani *et al.* (2012) mostraram que a partir de dados aleatórios de ensaios de aderência aço-concreto tipo vigas (beam test) feitos por diferentes pesquisadores pode-se montar uma RNA para estimar a resistência de aderência, como ilustra a Figura 3.46. Para tanto, foram

utilizados os seguintes dados: (1) comprimento de ancoragem, emenda traspasse (L_s); (2) área relativa da nervura (R_r); (3) cobertura mínima de concreto (c_{min}); (4) Relação entre a área das barras na emenda e a área da seção transversal da viga; (5) Relação entre altura e espaçamento das nervuras (Av/S); (6) Resistência à compressão do concreto (f_c).

Como resultados, Golafshani *et al.* (2012), conseguiram estabelecer um erro relativo menor que 4% para os valores obtidos pela RNA e os valores observados experimentalmente, como pode-se observar na Figura 3.47.

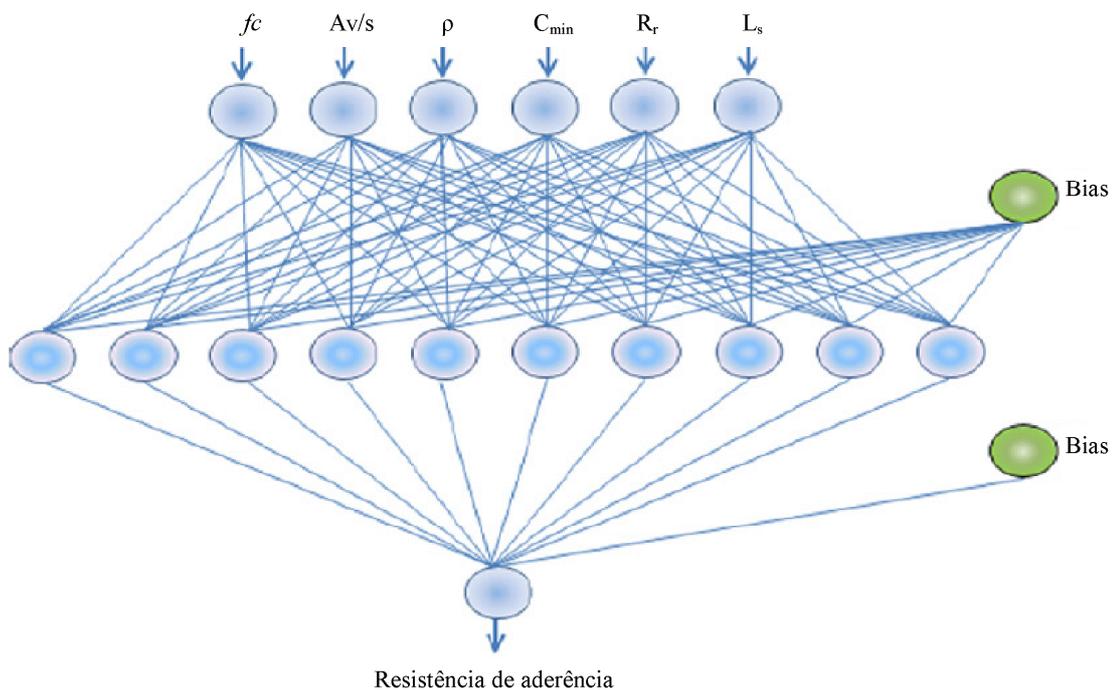


Figura 3.46 - Rede neural artificial utilizada por Golafshani et al. (2012).

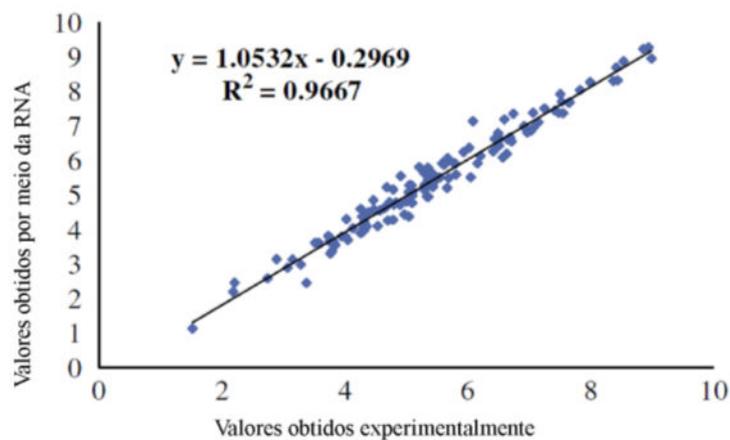


Figura 3.47 - Valores obtidos pela RNA e os valores observados experimentalmente. (GOLAFSHANI ET AL., 2012).

Dahou et al. (2009) estudaram RNAs aplicadas a ensaios tipo pull-out, analisaram o efeito da relação água/cimento, idade de ruptura, relação entre agregado graúdo e miúdo, tipo de cimento. A Figura 3.48 e 3.49 mostram os resultados de estimativa da resistência de aderência obtidos no treinamento da rede para testar sua efetividade e após em um teste com dados desconhecidos pela rede (dados de outras pesquisas). O R^2 obtido pelo autor foi de 0,97 e 0,94 para o treinamento e teste, respectivamente, o que é considerado satisfatório devido à aleatoriedade do ensaio de aderência pull-out.

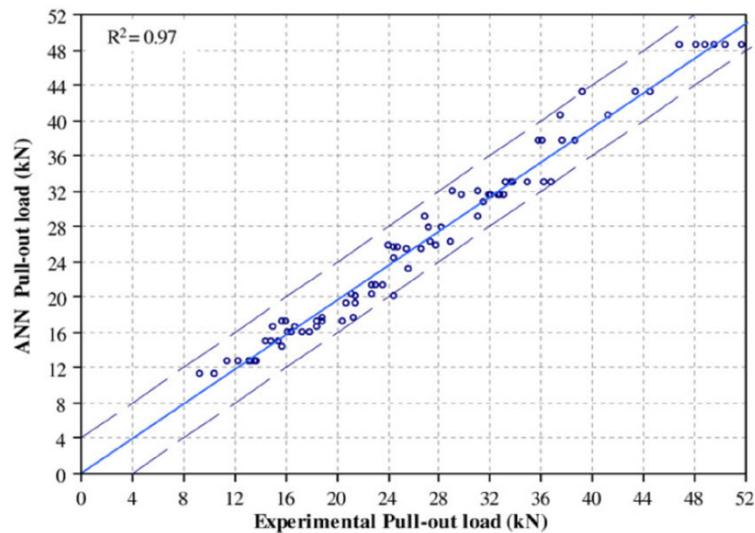


Figura 3.48 - Valores de treinamento obtidos pela RNA e os valores observados experimentalmente. (DAHOU et al., 2009).

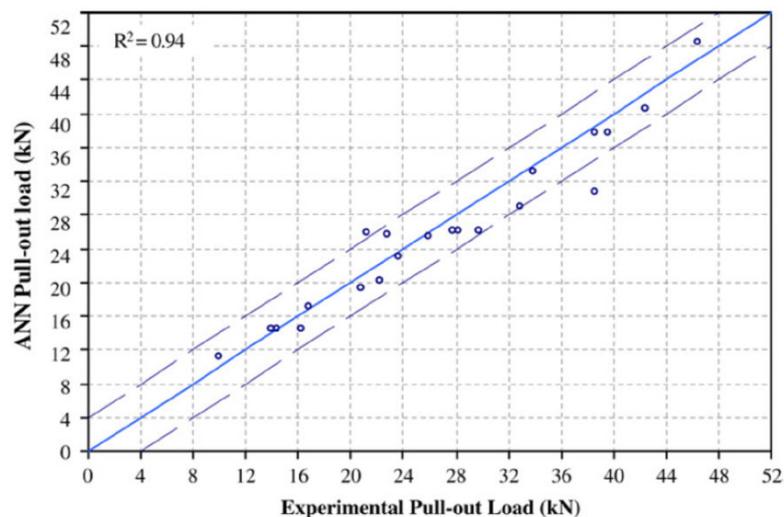


Figura 3.49 - Valores de teste final obtidos pela RNA e os valores observados experimentalmente. (DAHOU et al., 2009).

O Grupo de Pesquisa LEME (Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais) tem buscado, nos últimos anos, implementar recursos para melhorar a análise de estruturas de concreto armado. O trabalho desenvolvido por LORENZI (2009) mostrou que as RNAs podem ser utilizadas para gerar métodos numéricos possivelmente aplicáveis para estimativa da resistência à compressão a partir de ensaios de velocidade de propagação do pulso ultrassônico (VPU). O grupo de pesquisa APULOT que também é vinculado ao LEME está realizando um grande estudo visando avaliar a possibilidade de usar os resultados de ensaios de aderência aço-concreto para estimar a resistência à compressão do concreto, melhorando deste modo a capacidade do controle tecnológico em campo atual. Os autores Silva (2010); Lorrain et al. (2011) evidenciaram que a correlação entre essas variáveis é válida e que é possível fazer estimativas apropriadas da resistência à compressão. Contudo para se obter respostas adequadas é necessário controlar as configurações dos ensaios de aderência aço-concreto, pois existem diversos formatos de corpos de prova para estes tipos de testes na literatura técnica. Deste modo utilizar redes neurais artificiais (RNAs) para ajustar a correlação entre a resistência à compressão do concreto e a tensão de aderência aço-concreto em determinados ensaios são pertinentes para os avanços dos "Appropriate Bonding Tests".

Com o fechamento do item 3.2 e 3.3 que abordaram tópicos referentes a aderência aço-concreto e sua relação com a resistência do concreto, o item 3.4 descreverá a metodologia de ensaio e situará este trabalho no contexto do projeto de pesquisa APULOT.

3.4 MÉTODOS EXPERIMENTAIS PARA A ANÁLISE DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Na literatura são encontrados vários ensaios para a determinação da tensão de aderência entre a armadura de aço e o concreto e da curva de tensão x deslocamento, tais como: Ensaio de Arrancamento Direto "*pull-out test*" (POT), Ensaio de Arrancamento excêntrico "*cantilever bond test*", Ensaio de Arrancamento com Anel Circunferencial "*ring pull – out test*", Ensaio de Flexão – "*beam test (Bt)*"; Ensaio de Extremo de Viga "*beam end test*"; Ensaio de Aderência do Tipo "*push-in test*"; Ensaio das Quatro Barras; Ensaio de Tração Direta com 2 e 3 barras. A Figura 3.50, apresenta alguns dos ensaio de aderência descritos por Alvarez (1998). Vale salientar que o tipo de ensaio selecionado influencia diretamente na resposta de tensão de aderência. Neste trabalho serão realizados ensaios de arrancamento direto (tipo pull-out test) e o tipo push-in que comprimi à barra ao invés de tracioná-la como no pull-out. (Figura 3.50 (a) e (c)).

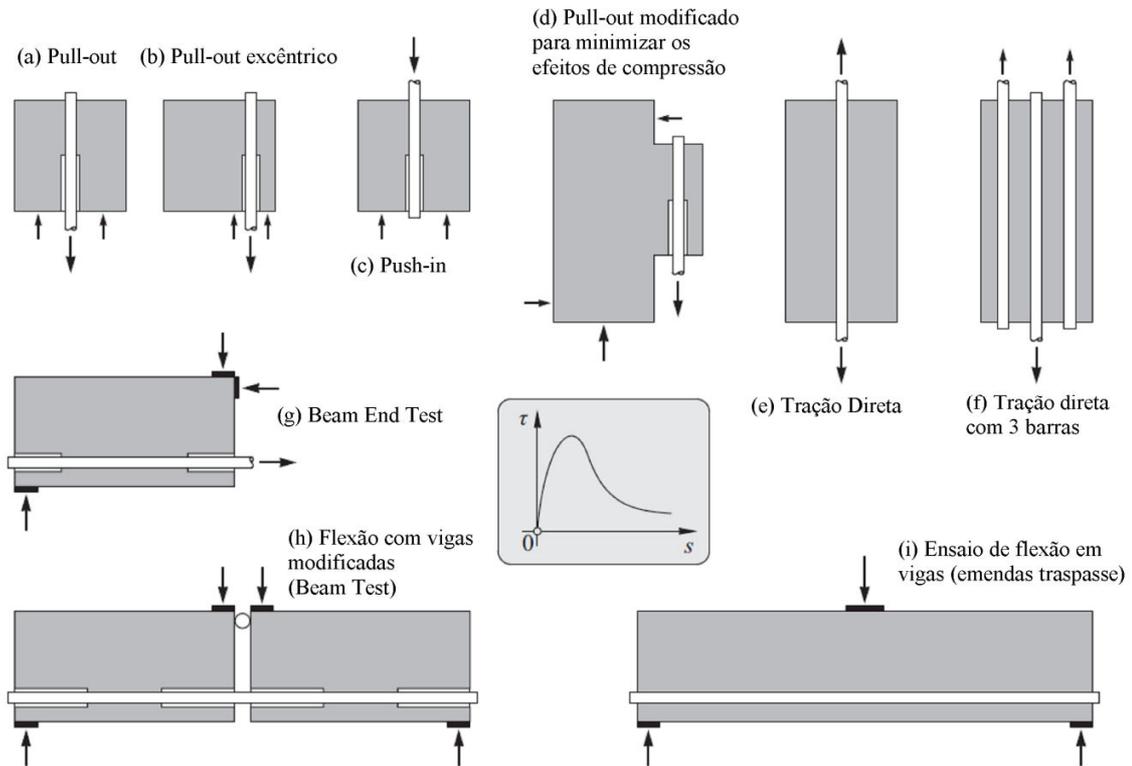


Figura 3.50 - Desenhos esquemáticos de alguns ensaios de aderência aço-concreto encontrados na literatura. (ALVAREZ, 1998)

Como mostra a Figura 3.50 existem diversos tipos de ensaios para a quantificação da aderência aço-concreto. Todavia o mais utilizado, dada a sua simplicidade e eficiência, é Pull-out test (POT).

3.4.1 Ensaio de arrancamento direto (pull-out test) e o ensaio tipo push-in

O ensaio de arrancamento direto (pull-out test - POT) tem suas diretrizes recomendadas na RILEM RC6:1983 e na ASTM C234 :1991, porém esta última foi cancelada no ano 2000 (*withdraw*) e não possui recomendação substituta. Outro importante fato relacionado ao ensaio pull-out é que existem muitas variações, como exemplo: diferentes formatos e dimensões do corpo de prova de concreto (cúbicos, prismáticos e cilíndricos) e diferentes comprimentos e posicionamentos do comprimento de ancoragem da armadura. Pode-se dizer que o ensaio recomendado pela RILEM acabou servindo de base para uma infinidade de variações do mesmo, essas modificações são justificadas dentro do âmbito de cada sistemática de pesquisa abordada, o que não desqualifica os resultados obtidos por diferentes configurações.

O formato original recomendado pela RILEM RC6:1983 é o prismático (cúbico) com dimensões de 10ϕ , sendo o mínimo de 200 mm, para evitar o fendilhamento, e o ensaio deveria ser realizado aos 28 dias de idade com velocidade de carregamento constante e a resistência à compressão do concreto deve necessariamente estar entre 23 a 28 MPa, medida a partir de corpos de prova cilíndricos (15x30cm).

Um dos parâmetros que o ensaio pull-out determina é a tensão máxima de aderência ($\tau_{b\text{máx}}$), que, na verdade, é um valor nominal médio obtido dividindo a força de arrancamento máxima aplicada para provocar o escorregamento da barra pela superfície lateral de ancoragem da barra de aço. Embora seja simples e conveniente, a utilização do ensaio POT enfrenta restrições quando se deseja estimar, com precisão, o efetivo valor da resistência de aderência, para definir, por exemplo, comprimentos mínimos de ancoragem a serem usados em elementos estruturais. Esse tipo de ensaio não avalia o efeito de confinamento do concreto devido à presença de armadura e não considera que o arrancamento pode estar associado a deformações por flexão do conjunto aço-concreto, o que muda a forma de interação da barra com o concreto circundante, atualmente o ACI 408: 2003 recomenda o ensaio com vigas (beam test ou beam end test) para determinar esses efeitos. A Figura 3.51 mostra um desenho esquemático, feito por Zandi Hanjari et. al. (2011), do ensaio de aderência tipo beam-end test, evidenciando os efeitos de solicitações que um elemento estrutural flexionado está submetido e os que o ensaio de aderência tipo beam-end test procura reproduzir.

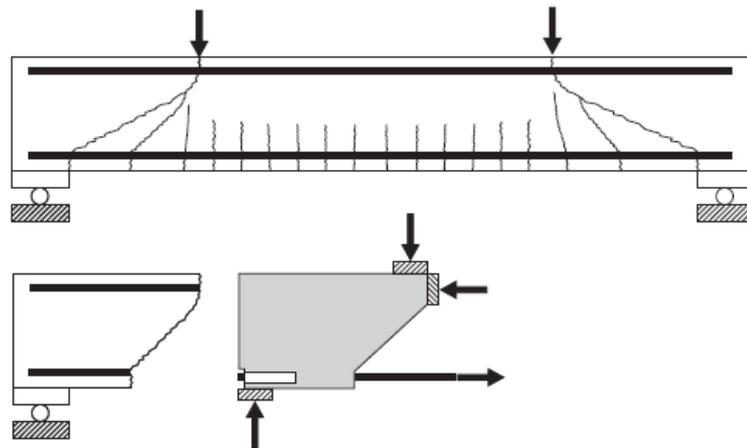


Figura 3.51 - Desenho esquemático evidenciando as solicitações que um elemento estrutural flexionado está submetido e os que o ensaio de aderência tipo beam-end test procura reproduzir. (ZANDI HANJARI et. al., 2011)

A Figura 3.52 mostra um desenho esquemático do funcionamento ensaio POT adaptado de Leonhardt e Mönnig (1977). Como se observa na Figura 3.52, o procedimento de ensaio padrão acaba gerando distorções, pois durante a realização do mesmo as placas de apoio colocam o concreto sob compressão, criando restrições às deformações transversais do corpo de prova. Na Figura 3.52 são indicadas as trajetórias de compressão e o impedimento à deformação transversal na placa de apoio que surgem quando se utiliza essa configuração de ensaio, o que pode levar à possibilidade de que a resistência de aderência seja superestimada. Com intuito de minimizar este 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 3.52.

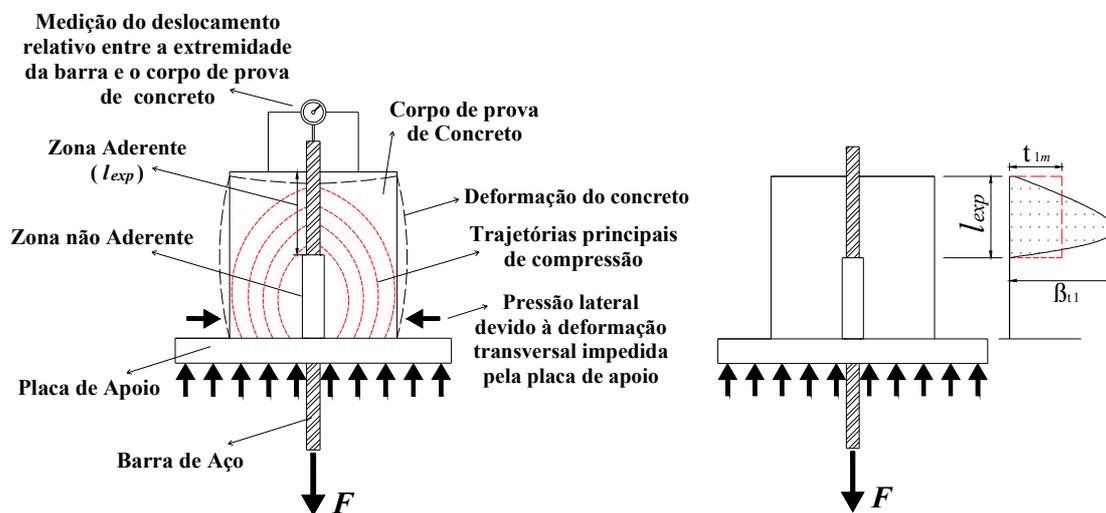


Figura 3.52 - (a) Desenho esquemático do método de ensaio POT e (b) distribuição da tensão de aderência ao longo da barra. (Adaptado de LEONHARDT; MONNIG, 1979)

Bamonte e Gambarova (2007) sugerem uma configuração para a distribuição de tensões de aderência ao longo da barra mais detalhada, como mostra a Figura 3.53, os autores indicam uma área de transição onde a tensão de aderência tem uma mudança de comportamento, para barras lisas e nervuradas.

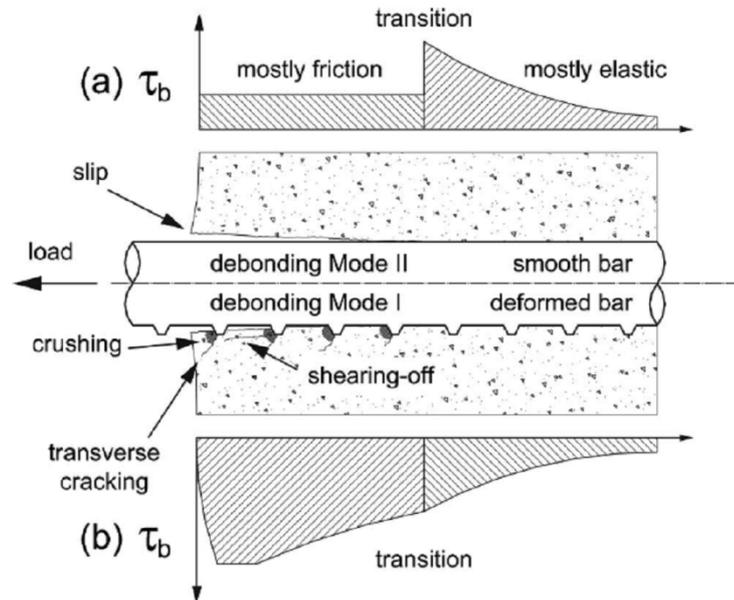


Figura 3.53 - Mecanismo de aderência. (a) barras lisas e (b) barras nervuradas. (BAMONTE e GAMBAROVA, 2007)

Com a realização do ensaio pelo método POT obtém-se as intensidades das forças em kN em função do deslizamento da barra de aço. Com esse valor de força dividido pela área de ancoragem da barra calcula-se a tensão de aderência (τ_b), como mostra a Equação 3.17. Contudo, vale ressaltar que esse valor trata-se de uma consideração de que a tensão de aderência é uniformemente distribuída, fato que não acontece na realidade como mostrou a Figura 3.52.

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \cdot \phi_b \cdot l_{exp}} \quad \text{Equação 3.17}$$

A metodologia de ensaio tipo push-in não possui normalização específica e notadamente é utilizado com menor frequência em pesquisas sobre o tema aderência aço-concreto. A diferença básica entre os dois ensaios é que no ensaio de pull-out a barra é arrancada do concreto que reage contra uma placa e no ensaio de push-in a barra é empurrada contra o concreto que a envolve.

Embora pouco utilizada, a tipologia push-in já foi alvo de algumas pesquisas. Os autores Russo et al. (1989), Russo et al. (1991) e Russo e Romano (1992) mostram em seus trabalhos a distribuição típica de tensão na barra de aço referente a aderência aço-concreto (s), a tensão no aço (ϵ_s) e no concreto (ϵ_c) para os dois tipos de ensaios (pull-out e push-in). A Figura 3.54 ilustra o desenho esquemático das duas tipologias e as Figuras 3.55 e 3.56 mostram as

distribuições das tensões na barra de aço para os ensaios tipo pull-out e push-in em corpos de prova longos e curtos, respectivamente.

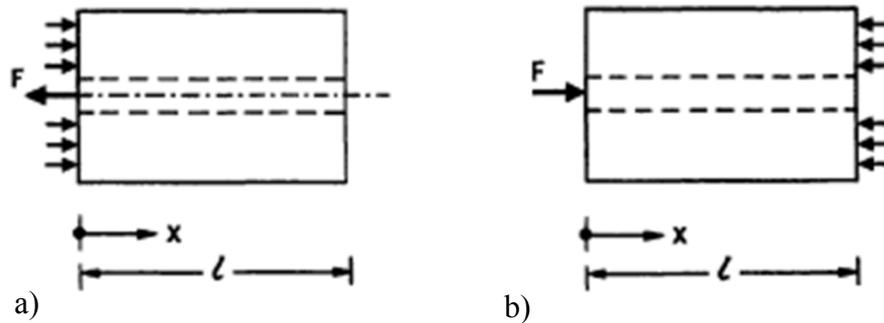


Figura 3.54 - Desenhos esquemáticos dos métodos de ensaio (a) tipo pull-out e (b) tipo push-in. (FIB, 2000)

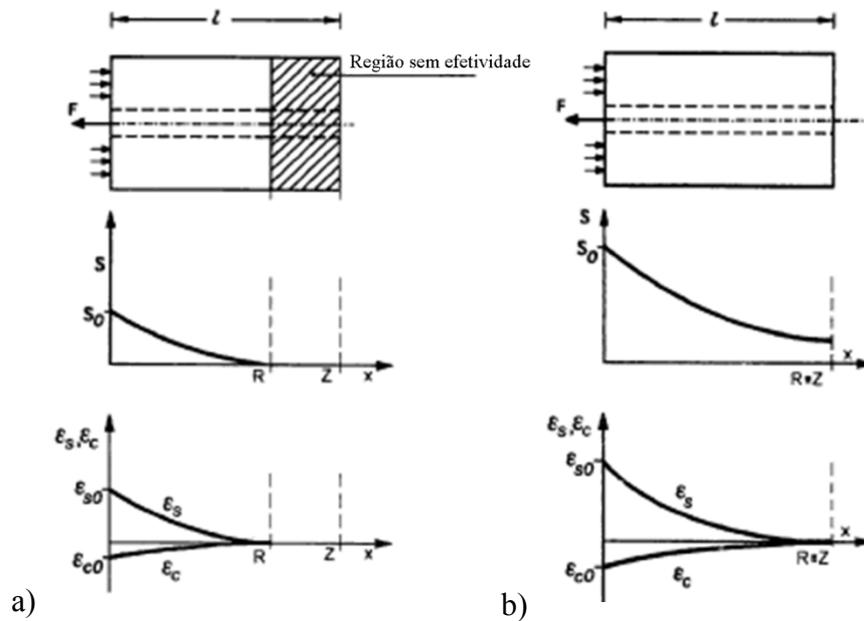


Figura 3.55 - Desenhos esquemáticos das típicas distribuições de tensões no aço (ϵ_s) e no concreto (ϵ_c) ao longo da barra, para o método de ensaio tipo pull-out em: (a) Corpo de prova com comprimento longo e (b) Corpo de prova com comprimento curto. (RUSSO ET AL., 1989)

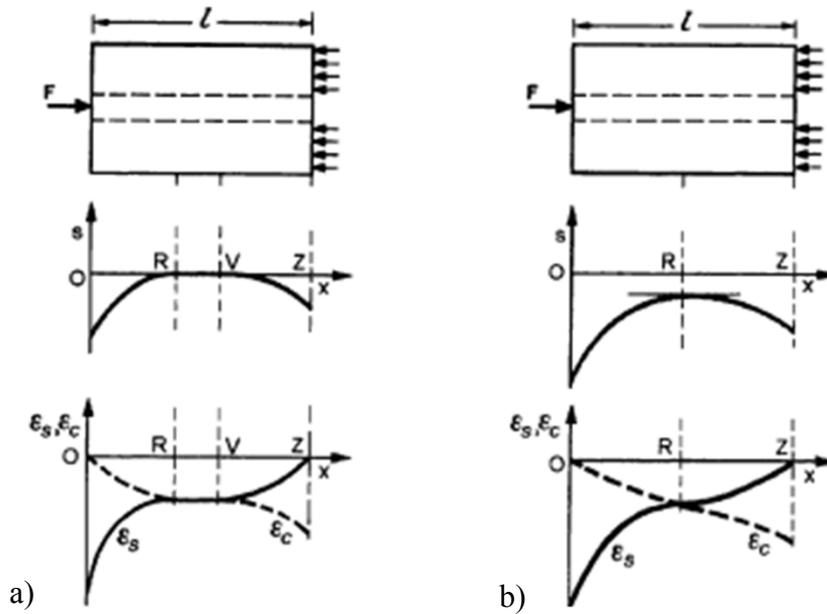


Figura 3.56 - Desenhos esquemáticos das típicas distribuições de tensões no aço (ϵ_s) e no concreto (ϵ_c) ao longo da barra, para o método de ensaio tipo push-in em: (a) Corpo de prova com comprimento longo e (b) Corpo de prova com comprimento curto. (RUSSO et al. 1991)

Nota-se nas Figuras 3.55 e 3.56 (a) e (b) que os corpos de prova não possuem zona não aderida, como recomenda a RILEM e ilustrado na Figura 3.52, fato que provoca uma descontinuidade da aderência ainda maior na extremidade do corpo de prova. Sendo assim, como medida de correlacionar os dois tipos de ensaios (pull-out, baseado na RILEM CEB/FIP/83 e o push-in), foi posicionado o comprimento de ancoragem no lado oposto da placa de reação, deste modo a compressão gerada na extremidade do corpo de prova pela placa de reação é minimizada, evitando-se superestimar a tensão de aderência nos dois tipos de ensaios.

Como explicam Ruiz et al. (2005), os ensaios tipo pull-out e push-in produzem resultados de tensão máxima de aderência iguais, desde que o fenômeno que governe o ensaio seja o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, e esse fato está diretamente correlacionado com o confinamento, comprimento de ancoragem e resistências mecânicas do aço e concreto. A Figura 3.57 ilustra o comportamento dos dois ensaios para a tensão de aderência pelo deslizamento da barra de aço.

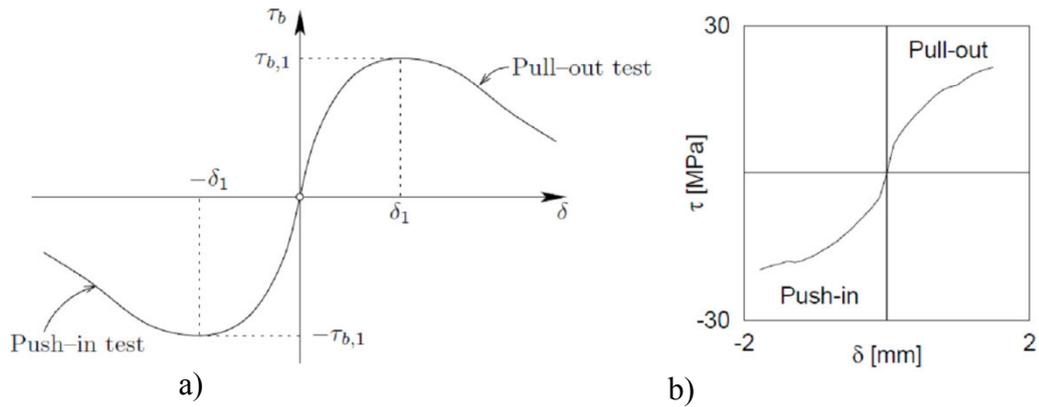


Figura 3.57 - Comparação entre a resposta obtida com o ensaio tipo pull-out e push-in. (a) Proposta de Ruiz et al. (2005); (b) Resultados obtidos por Schenkel e Vogel (1997)¹⁶ apud Ruiz et al. (2005).

Os autores Abrishami *et al.* (1996) realizaram comparações entre os tipo de ensaios pull-out, push-in e uma combinação dos dois, como ilustra a Figura 3.58 (a), (b) e (c), respectivamente. Os resultados se mostraram similares para os ensaios pull-out e push-in, porém a combinação dos dois mostrou-se melhor no que se refere a distribuição de tensão na barra de aço. Na combinação a relação entre tensão de aderência máxima e média ficou em 1,1 e para os ensaios pull-out e push-in esta mesma relação ficou em 1,37. Essas correlações equivalem a ensaios onde ocorreu o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto.

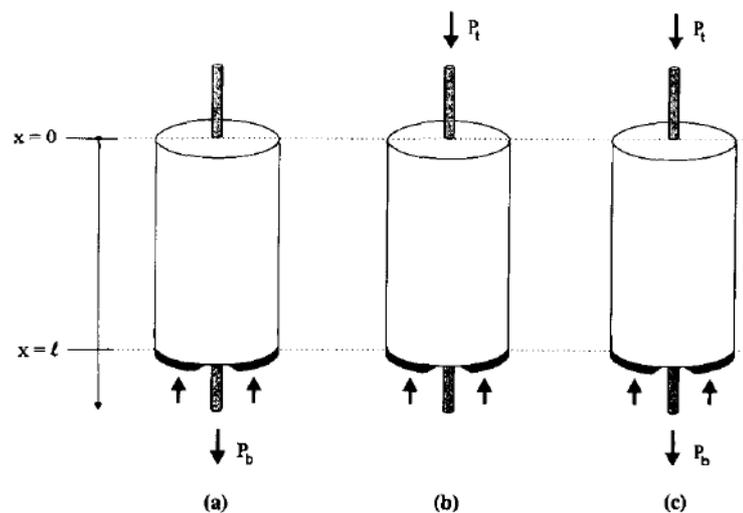


Figura 3.58 - Desenho esquemático do método de ensaio (a) Pull-out, (b) Push-in e (c) ensaio composto pelos dois. (ABRISHAMI et al., 1996)

¹⁶ SCHENKEL, M., VOGEL, T., **Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrung bei mangelhafter Betondeckung**, ETHZ, Zürich, 1997.

Alavi-Fard e Marzouk (2004) realizaram ensaios do tipo push-in e pull-out em corpos de prova com armadura de confinamento, como ilustra a Figura 3.59. Os resultados obtidos mostram que a diferença entre os dois ensaios não é significativa, porém a velocidade de acréscimo da tensão de aderência no ensaio push-in é maior do que o pull-out. As Figuras 3.60 e 3.61 ilustram o acréscimo da tensão de aderência em relação ao deslizamento da barra de aço, ambos normalizados.

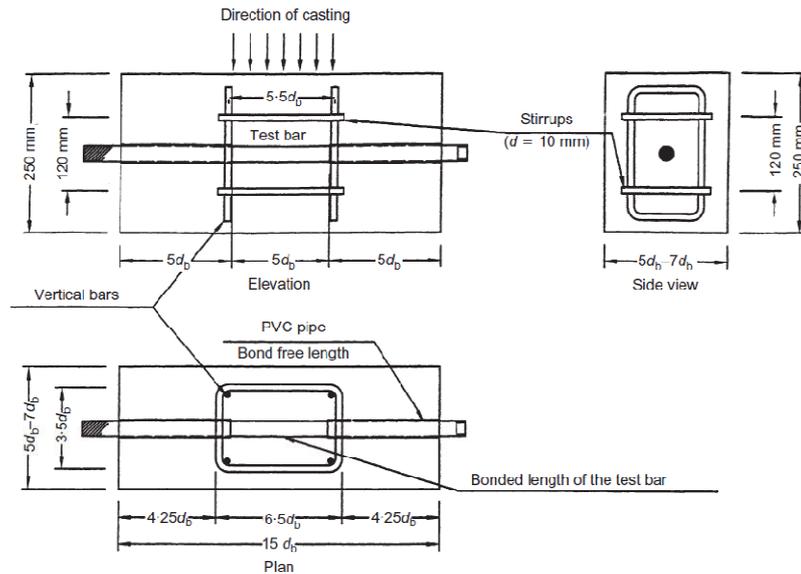


Figura 3.59 - Desenho esquemático do método de ensaio utilizado para os ensaios tipo pull-out e push-in. (ALAVI-FARD E MARZOUK, 2004)

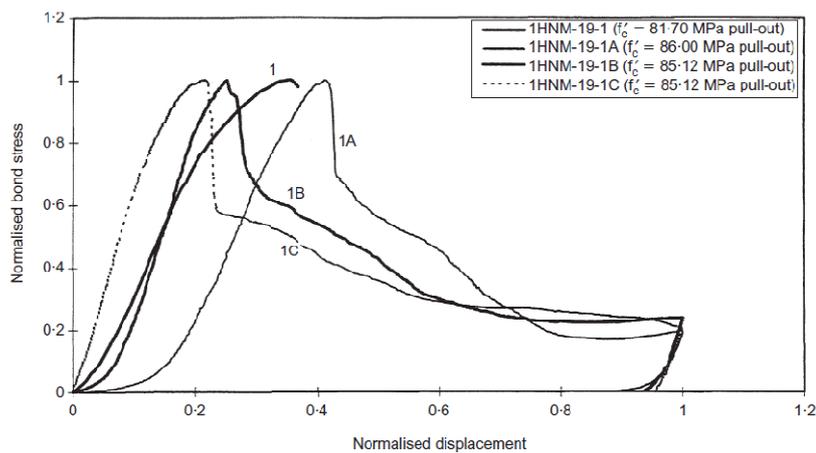


Figura 3.60 - Ensaio push-in - acréscimo da tensão de aderência com o deslizamento, ambos normalizados. (ALAVI-FARD E MARZOUK, 2004)

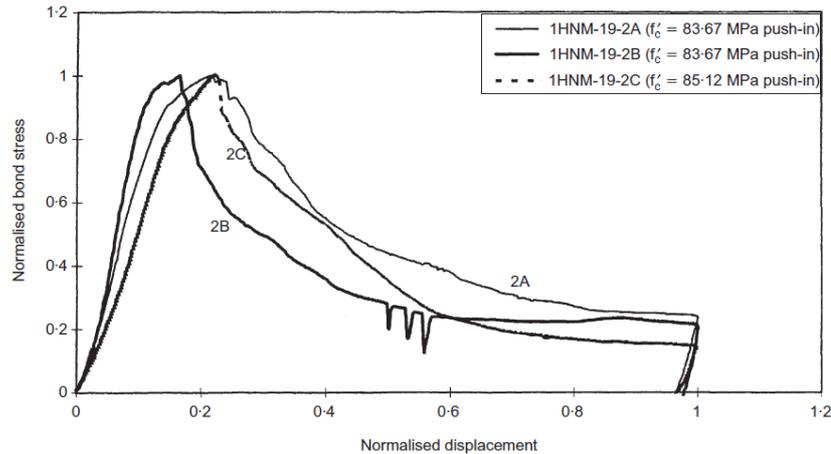


Figura 3.61 - Ensaio pull-out - acréscimo da tensão de aderência com o deslizamento, ambos normalizados. (ALAVI-FARD E MARZOUK, 2004)

Os autores Bamonte e Gambarova (2007) testaram os dois tipos de ensaios pull-out e push-in com a configuração mostrada na Figura 3.62 para estudar os efeitos de concretos de alta resistência.

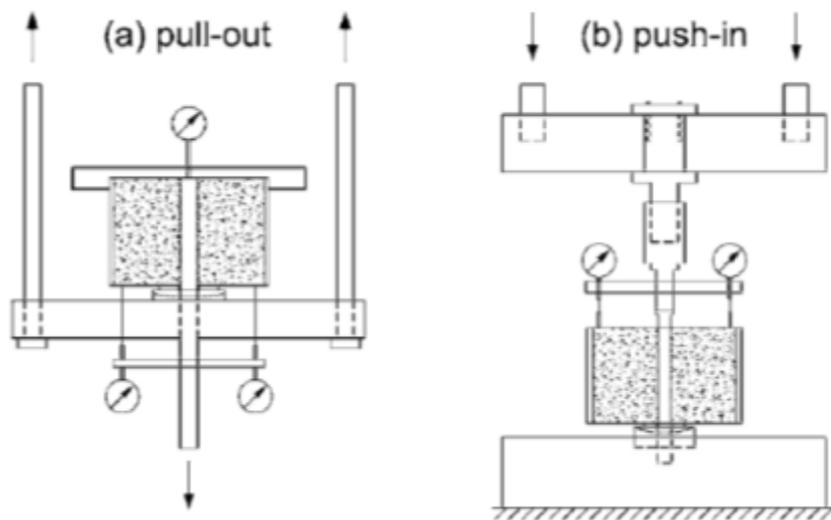


Figura 3.62 - Configuração de ensaio tipo pull-out e push-in adotada nos ensaios de Bamonte e Gambarova (2007).

Como resultados os autores apresentam os gráficos das Figuras 3.63 e 3.64, para concretos convencionais e de alta resistência, respectivamente. Onde apontam que com o aumento do diâmetro da barra de aço ocorre uma diminuição da tensão de aderência em ambos os tipos de concretos e ensaios.

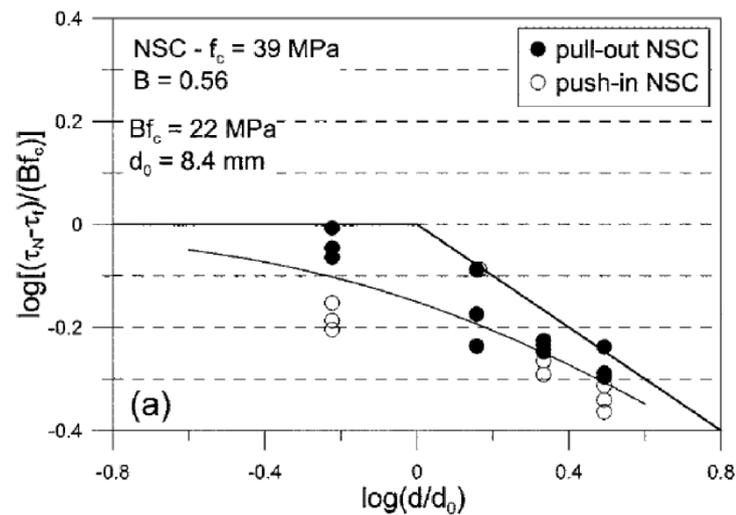


Figura 3.63 - Resultados dos ensaios tipo push-in e pull-out para concretos convencionais. (BAMONTE e GAMBAROVA, 2007)

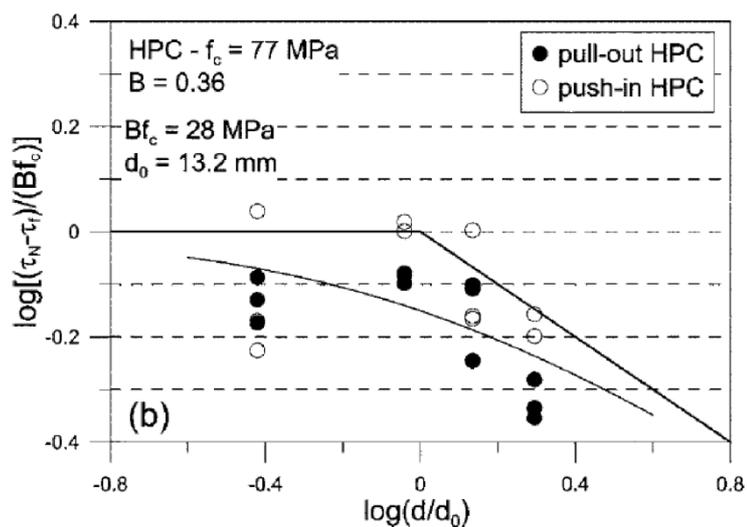


Figura 3.64 - Resultados dos ensaios tipo push-in e pull-out para concretos de alta resistência. (BAMONTE e GAMBAROVA, 2007)

A análise numérica realizada por Muttoni e Fernández Ruiz (2012) com uso dos ensaios de Shima et al. (1987) confirmou que a partir do ponto de escoamento da armadura os dois ensaios produzem resultados diferentes, pois sob compressão (ensaio push-in) o aço aumenta sua seção transversal e consequentemente aumenta a tensão de aderência, como pode ser observado na Figura 3.65.

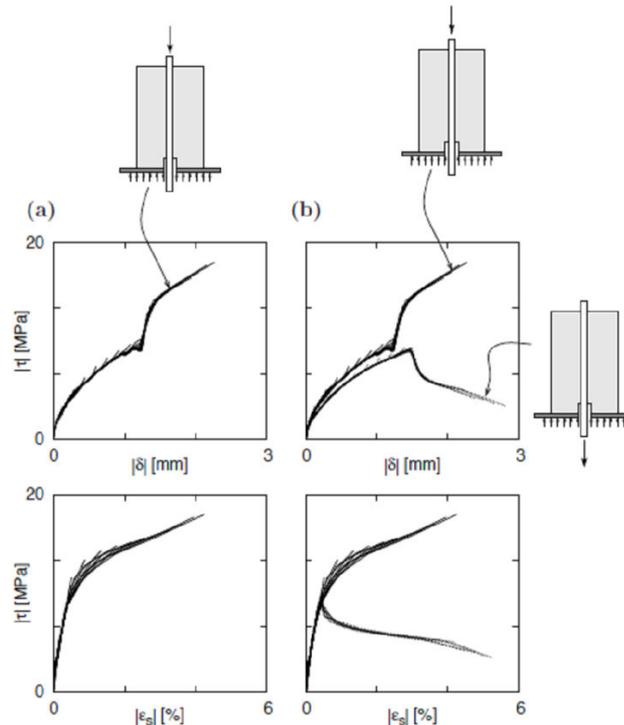


Figura 3.65 - Comparação numérica entre o ensaio pull-out e push-in. (SHIMA et al. , 1987¹⁷ apud MUTTONI E FERNÁNDEZ RUIZ, 2012).

Embora os ensaios tipo push-in e pull-out sofram restrições quando se deseja determinar a resistência máxima de aderência efetiva de elementos estruturais, os mesmos se mostram atraentes para fins de controle tecnológico do concreto. Finalizado este item, o item 3.5 irá contextualizar e descrever o projeto APULOT.

3.5 PROJETO APULOT: PROPOSIÇÃO DE UM MÉTODO PARA COMPLEMENTAR O CONTROLE DE QUALIDADE DO CONCRETO ARMADO COM BASE NA ADERÊNCIA.

O conceito fundamental ou pode-se dizer filosofia do Projeto APULOT (Appropriate Pull-Out Test) é realizar o controle de qualidade do concreto armado a partir de ensaios apropriados de aderência aço-concreto em canteiros de obras. Mais especificamente, objetiva averiguar a conformidade da resistência à compressão do concreto em campo "in situ" por meio da resistência de aderência através de curvas de correlação pré-estabelecidas entre essas respectivas resistências. Em outras palavras, o método parte do pressuposto que as resistências ao cisalhamento e a compressão do concreto são diretamente proporcionais, fato que justifica a aplicabilidade do ensaio de aderência na estimativa da resistência à

¹⁷ SHIMA, H.; CHOU, L. L.; OKAMURA, H. **Bond characteristics in postyield range of deformed bars.** Concrete Library of JSCE, n. 10, p.113–124, 1987.

compressão, pois durante este ensaio o concreto é solicitado a esforços de cisalhamento devido à aderência aço-concreto.

A Figura 3.66 situa esquematicamente o ensaio apropriado de aderência dentro da problemática mais ampla de controle tecnológico das estruturas de concreto.

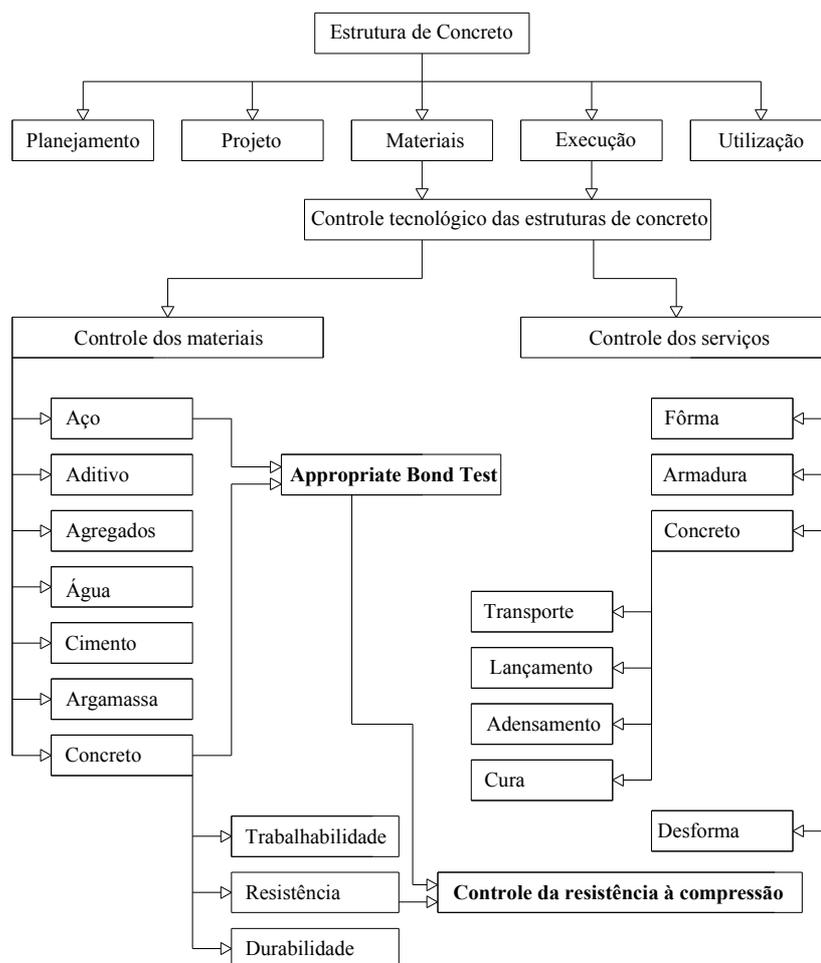


Figura 3.66 - Diagrama de blocos que situa esquematicamente o ensaio de aderência dentro da problemática mais ampla de controle tecnológico das estruturas de concreto. Adaptado de Helene e Terzian (1992).

3.5.1 Histórico da metodologia APULOT

A idéia original foi publicada por Lorrain e Barbosa (2008), artigo em que descrevem as primeiras diretrizes para a metodologia APULOT. Com intuito de facilitar o ensaio de arrancamento direto POT, e objetivando-se aplicá-lo em canteiro de obra os autores sugeriram uma modificação no funcionamento do ensaio pull-out tradicional. Para demonstrar que a resistência à compressão do concreto e a resistência de aderência tem uma boa

proporcionalidade, os autores propuseram a utilização de garrafas de plástico PET cilíndricas como molde para os corpos de prova, as quais deveriam possuir um diâmetro mínimo de 80 mm para evitar o fendilhamento. A Figura 3.67 mostra o ensaio de arrancamento APULOT, realizados por Lorrain e Barbosa (2008). Outra característica dos ensaios realizados pelos autores é que a garrafa PET não era retirada durante a realização do ensaio e os corpos de prova possuíam duas zonas não aderentes no começo e final do corpo de prova como ilustra a Figura 3.68.



Figura 3.67 - Ensaio de arrancamento APULOT. (LORRAIN; BARBOSA, 2008)

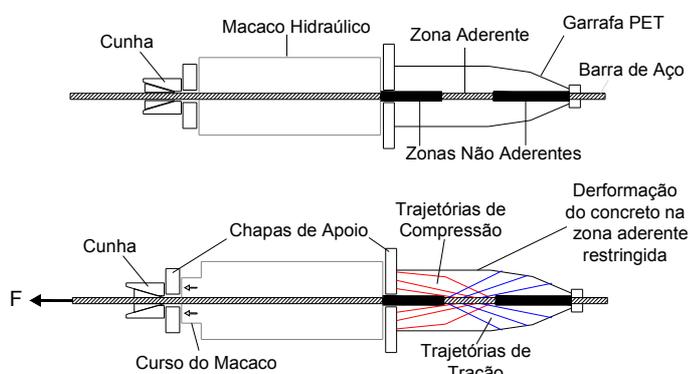


Figura 3.68 - Desenho esquemático do método APULOT proposto por Lorrain e Barbosa (2008).

Os autores Lorrain e Barbosa (2008) e Lorrain *et. al* (2011) analisaram a correlação entre a resistência de compressão (f_c) e a tensão máxima de aderência ($\tau_{bm\acute{a}x}$) confirmando que, se forem considerados apenas os resultados de testes onde ocorreu o deslizamento da barra, a relação se mostra robusta. A Figura 3.69 mostra parte dos resultados da correlação entre a tensão máxima de aderência ($\tau_{bm\acute{a}x}$) e a resistência à compressão axial do concreto. Vale salientar que a curva da Figura 3.69 foi elaborada somente com resultados de ensaios do tipo

POT padronizado pela RILEM e APULOT que apresentaram deslizamento da barra de aço em relação a concreto.

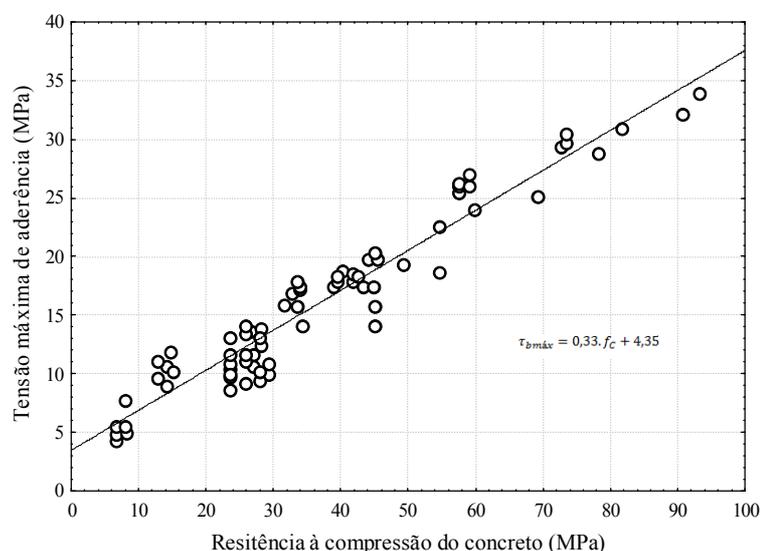


Figura 3.69 - Curva de correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão (LORRAIN E BARBOSA, 2008 e LORRAIN ET. AL, 2011)

Com base nessas observações, os autores sugerem a utilização de ensaios de aderência aço-concreto para estimar a resistência à compressão axial, ou seja, como uma alternativa no controle de qualidade do concreto armado. Outro aspecto interessante associado ao eventual emprego do teste de aderência no controle tecnológico do concreto é que a força necessária para provocar o escorregamento da barra é da ordem de dez a vinte vezes menores que aquela necessária para romper um cilindro normalizado de 15x30 cm durante um ensaio de compressão axial. Isso significa que os equipamentos de ensaio de campo podem ser mais leves e simples (LORRAIN *et al.*, 2011). Os procedimentos do APULOT estão sendo estudados, aprimorados e discutidos pelos grupos de pesquisa do Brasil, França, Espanha, Paraguai e Tunísia¹⁸. Acredita-se que com a validação deste ensaio, pode-se proporcionar uma alternativa de controle de qualidade importante nas construções civis, pois o mesmo pode ser realizado “in loco”.

¹⁸ **Grupo de Pesquisa certificado pelo CNPq e pela UNESP: Ensaios APULOT**

Este grupo de pesquisa é liderado pela Profa. Mônica P. Barbosa (UNESP/Ilha Solteira) e Prof. Luiz Carlos P. da Silva Filho. (UFRGS/LEME) contando com a participação de outras universidades brasileiras (PUC-Campinas, UFRJ, IME, UFF, UNICAMP, UERJ, UFJF e o CEFET-MG), que investigam as várias linhas de pesquisas no tema. O Grupo está ligado a uma rede internacional integrada por laboratórios de pesquisa (INSAT-França, ENIG-Tunísia e UPV-Espanha), liderados pelo Prof. Dr. Michel Lorrain do INSA de Toulouse-França

O grupo de pesquisa vem tentando determinar a influência de diversas variáveis na resposta do ensaio de aderência, visando consolidar um método de ensaio. Por exemplo: Barbosa et al. (2011) avaliou a influência da corrosão superficial na aderência com o método APULOT; Lorrain et al. (2010) e Silva Filho et al. (2012) compararam diferentes configurações geométricas de barras de aço na resposta do ensaio APULOT; Silva et al. (2011) e Makni et al. (2010) avaliaram o efeito de variação do cobrimento do concreto ao redor da barra de aço; Silva et al. (2013) analisou os resultados de ensaios de aderência através da utilização de redes neurais artificiais; Ferreira et al. (2011), Barbosa et al. (2013), Gaspareto et al. (2013) e García-taengua et al. (2014) avaliaram os limites da resistência mecânica do concreto nos ensaios de aderência APULOT para aplicação em canteiro de obra; Dal bosco et al. (2012) fizeram uma análise do procedimento de retirada da barra do concreto (pull-out ou push-in); Calderaro et al. (2013) avaliaram a influência da geometria dos moldes no ensaio de aderência; Godoy et al. (2012) analisaram a influência de agregados leves de resíduos de pneus na aderência aço-concreto com o método APULOT; Nguyen et al. (2011) avaliaram a configuração da emissão acústica nos ensaios de aderência com o método APULOT. Dentre os estudos, além das atividades experimentais, também estão envolvidas simulações numéricas que visam parametrizar maneiras simplificadas de implementar o ensaio em canteiros de obras como mostra os trabalhos de Tavares (2012) e Tavares et al. (2014).

O grupo APULOT acredita que a implementação desse tipo de ensaio expedito de aderência, de forma complementar ou até mesmo como uma possível futura alternativa aos ensaios de compressão tradicionalmente usados na construção civil, poderia vir a acarretar melhorias significativas no controle de qualidade das obras, permitindo que o controle de qualidade do concreto possa ser realizado em idades mais curtas, de forma rápida e segura, "in loco". Porém, até agora, o método APULOT vem sendo testado em ambiente controlado de laboratório com poucos testes realizados em canteiro. Para sua implementação em canteiro de obras, alguns entraves devem ser resolvidos, por exemplo: 1) Adequação do método as condições e aos tipos de materiais encontrados no canteiro de obras, garantindo desde modo uma correlação satisfatória entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão axial do concreto. Em outras palavras, a curva de correlação deve ser adequada às condições e aos materiais da obra em questão. 2) Treinamento adequado do usuário para a correta aplicação do procedimento de ensaio APULOT. Sabe-se que fatores inerentes à preparação, condicionamento e procedimento de ensaio são fundamentais para que se obtenha uma

resposta adequada. 3) Reconhecimento do método pelo meio técnico-científico e proposição de uma normativa.

Reconhecidamente, existem dificuldades para implementação do método APULOT, especialmente em função da grande familiaridade com o uso de ensaios de compressão tradicionais para controle da resistência do concreto. Porém, com a desmitificação dos ensaios de aderência e a demonstração de que é possível obter respostas adequadas e, sobretudo, pouco onerosas, acredita-se que se torna atrativa a concepção de empregar o método para o controle de qualidade em obras de concreto armado, principalmente em regiões pouco privilegiadas economicamente e onde o controle de qualidade tradicional é pouco eficiente ou praticamente inexistente.

Sabe-se que para um método ser de fácil aceitação em canteiro de obras ocorre a necessidade de ser fácil a execução, a exemplo de alguns ensaios clássicos aplicados em canteiro de obras como o próprio ensaio de compressão axial e o abatimento de tronco de cone (*slump*). Deste modo, para aplicar o método em canteiro de obras parte-se do pressuposto de que o ensaio de aderência APULOT deve atender alguns pré-requisitos ilustrados na Figura 3.70.

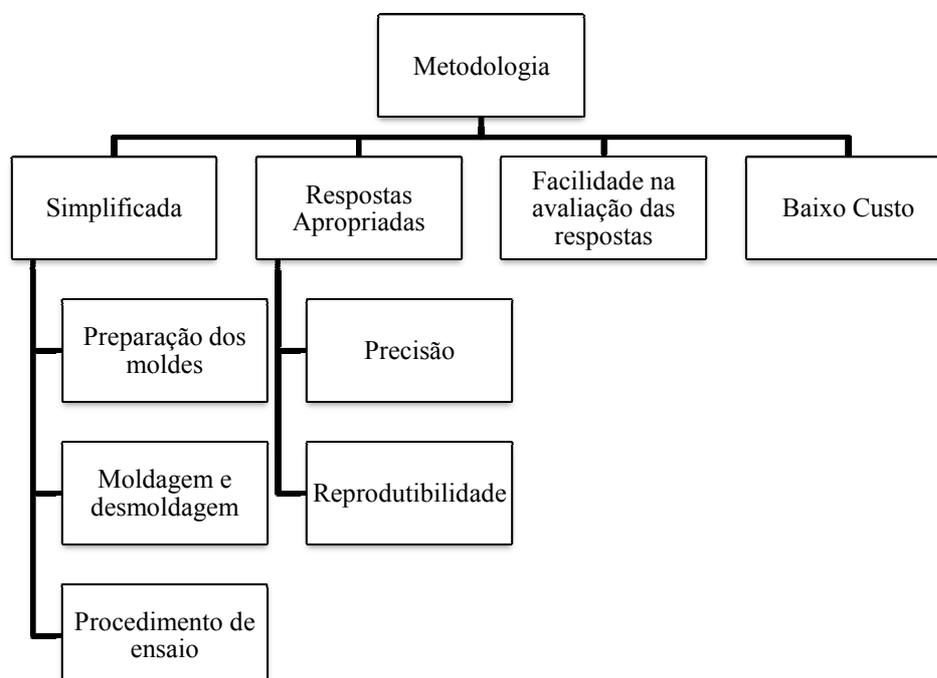


Figura 3.70 - Pré-requisitos requeridos para implementação do ensaio como método de controle da qualidade do concreto.

Observando a Figura 3.70, nota-se que para executar o método em canteiro de obras ocorre a necessidade de simplificá-lo e principalmente deixá-lo com baixo custo. Para se obter o

melhor desempenho dos ensaios foram fixados alguns parâmetros e roteiros para os ensaios de aderência. O fluxograma da Figura 3.71 apresenta os passos para implementação do método de ensaio.

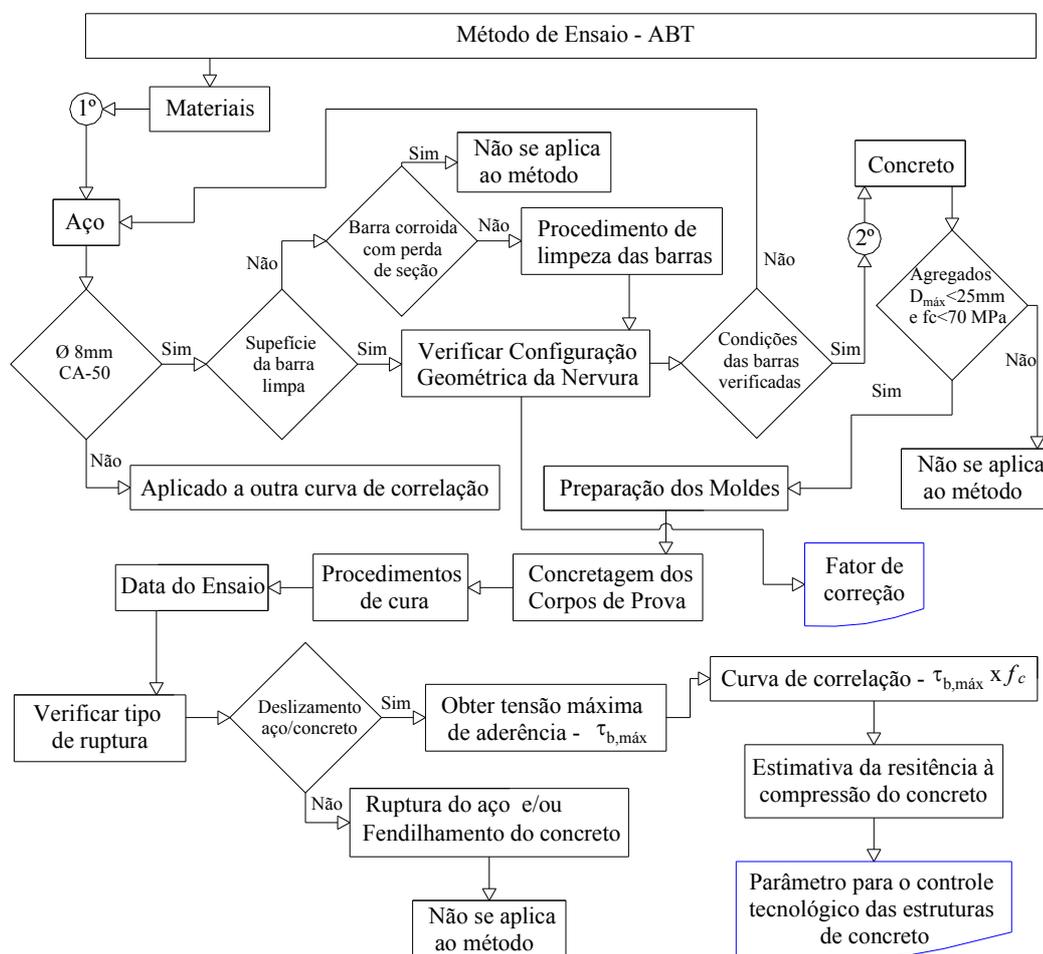


Figura 3.71 - Fluxograma que apresenta o método de ensaio proposto.

Primeiramente os cuidados recaem sobre os materiais utilizados no teste, por exemplo: o aço deve ser nervurado, CA-50 e com diâmetro nominal fixo; o concreto, a priori, deve ser convencional com dimensão máxima característica do agregado gráudo menor ou igual a quatro vezes a dimensão mínima do molde. A superfície das barras de aço deve estar limpa ou caso contrário deve ser limpa por procedimento adequado, excluindo-se barras com perda de seção por corrosão acentuada. A configuração geométrica das barras de aço deve ser verificada, caso as barras apresentem configurações distintas, adotar o respectivo fator de correção geométrico da barra. A preparação dos moldes, procedimentos de moldagem, procedimentos de cura e idade de ruptura devem ser rigorosamente controlados. Durante a execução do ensaio, deve-se classificar o tipo de ruptura do corpo de prova, sendo que a

aplicação do método é válida apenas para ruptura por deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, excluindo deste modo resultados onde se observa o fendilhamento e ruptura da barra de aço. Com os resultados apropriados estima-se a resistência à compressão do concreto por meio de curvas de correlação pré-estabelecidas. Por fim, como resultado, o método apresenta uma estimativa da resistência à compressão do concreto em 7 dias, um importante parâmetro para aprimorar e complementar o controle da qualidade em estruturas de concreto armado.

3.5.2 Contribuição deste trabalho à implementação de um ensaio apropriado de aderência (Appropriate Bond Test - ABT)

O laboratório LEME da UFRGS, um dos centros de pesquisa do grupo APULOT, vem desenvolvendo alternativas para os moldes dos corpos de prova destinados aos ensaios apropriados de aderência, visto que uma das maiores limitações está na preparação e desmoldagem desses tipos de ensaios. Após algumas tentativas de fabricar um molde para o ensaio tipo pull-out (baseado na CEB/FIP RC6:1983), verificou-se que o ensaio de aderência aço-concreto também poderia ser realizado por meio do ensaio tipo push-in (Figura 3.72).

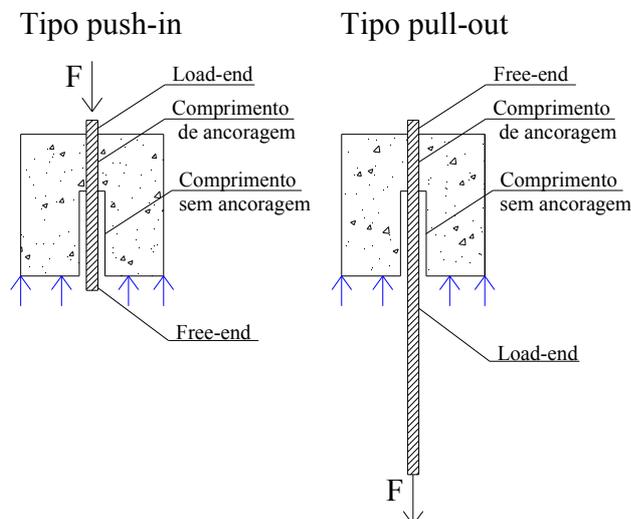


Figura 3.72 - Esquema do ensaio de aderência tipo: (a) push-in e (b) pull-out.

A diferença básica entre os dois tipos está no sistema de carregamento, pois no ensaio tipo pull-out a barra é tracionada, ou seja, arrancada do concreto que reage contra uma placa de reação. Já no ensaio tipo push-in, a barra é comprimida, ou seja, empurrada contra o concreto que a envolve. No entanto, nos dois tipos de ensaios, o comprimento de ancoragem fica no lado oposto da placa de reação, fato que minimiza a compressão gerada na extremidade do

corpo de prova pela placa de reação e contribui para que a distribuição da tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem se mantenha mais uniforme.

O intuito da mudança para o tipo push-in foi para facilitar a implementação de um molde mais prático para moldagem e desmoldagem, além de diminuir o comprimento da barra necessária para o ensaio para apenas 11 cm diferentemente dos 40 cm necessários para fixar a barra no sistema de cunhas no ensaio tipo pull-out. Objetivando a padronização e organização dos ensaios apropriados de aderência (Appropriate Bonding Tests - ABT), destinados a estimativa da resistência à compressão do concreto, foi pré-estabelecido uma nomenclatura ao ensaio tipo push-in: "Appropriate Push-In Test". Vale deixar claro que a filosofia do método tipo Push-In é mesma do tipo Pull-Out, ou seja, nos dois tipos de ensaios o objetivo é realizar uma estimativa da resistência à compressão do concreto a partir de ensaios de aderência aço-concreto, ou seja, ensaios apropriados de aderência. A diferença básica entre os dois tipos de ensaios é apenas o procedimento de retirada da barra do concreto. A Figura 3.73 ilustra um diagrama de blocos posicionando os ensaios de aderência que podem ser utilizados para serem ensaios apropriados para estimativa da resistência à compressão.

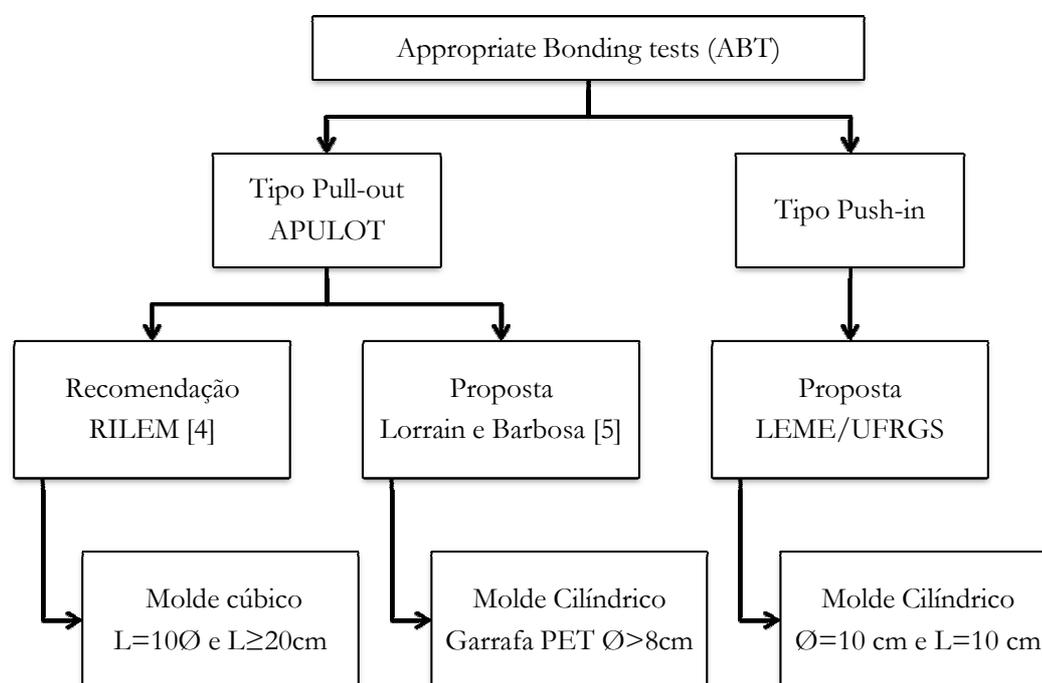


Figura 3.73 - Diagrama ilustrando a sistemática dos ensaios de aderência que podem ser utilizados no contexto dos ensaios apropriados para estimativas da resistência à compressão.

Dentro do escopo da metodologia pode-se dizer que existem diversas vertentes, sendo que todas são válidas partindo do pressuposto de um ensaio de aderência aço-concreto apropriado

para estimativa da resistência à compressão do concreto. O diagrama de blocos da Figura 3.73 ilustra essa ampla sistemática, vale salientar que desde que o ensaio correlacione-se satisfatoriamente com a resistência à compressão do concreto é válido aplicar o método. Seja esse ensaio tipo pull-out ou push-in com molde tradicional ou com PET, seguindo a configuração da RILEM ou ainda com configurações específicas para cada caso.

Outro detalhe importante que vale esclarecer é que o tipo de ensaio escolhido para o controle de qualidade deve ser mantido constante, pois a correlação ($\tau_{bmáx} \times f_c$) será válida apenas para aquele arranjo experimental específico. Entretanto, para que a resposta expedida pelo ensaio de aderência seja satisfatória deve ocorrer o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, excluindo da curva de correlação o resultado onde ocorrer ruptura da barra de aço ou o fendilhamento do concreto.

Como se observa na Figura 3.74, a contribuição desta pesquisa ao Projeto APULOT se refere à padronização do método, ou seja, procurar realizar um levantamento das variáveis inerentes às respostas dos ensaios de aderência aço-concreto, bem como implementá-lo em canteiro de obras com adequada precisão e reprodutibilidade. Um ensaio de aderência apropriado é um teste capaz de estimar a resistência de compressão por meio de curvas de correlação com baixo desvio. Logo se percebe que a presente pesquisa tem caráter exploratório com variáveis incrementais, ou seja, a medida que a pesquisa foi avançando, suas respectivas direções modificavam para se adaptar às necessidades que surgiam. O esquema mostrado na Figura 3.74, ilustra as variáveis estudadas e a ordem que a pesquisa foi desenvolvida.

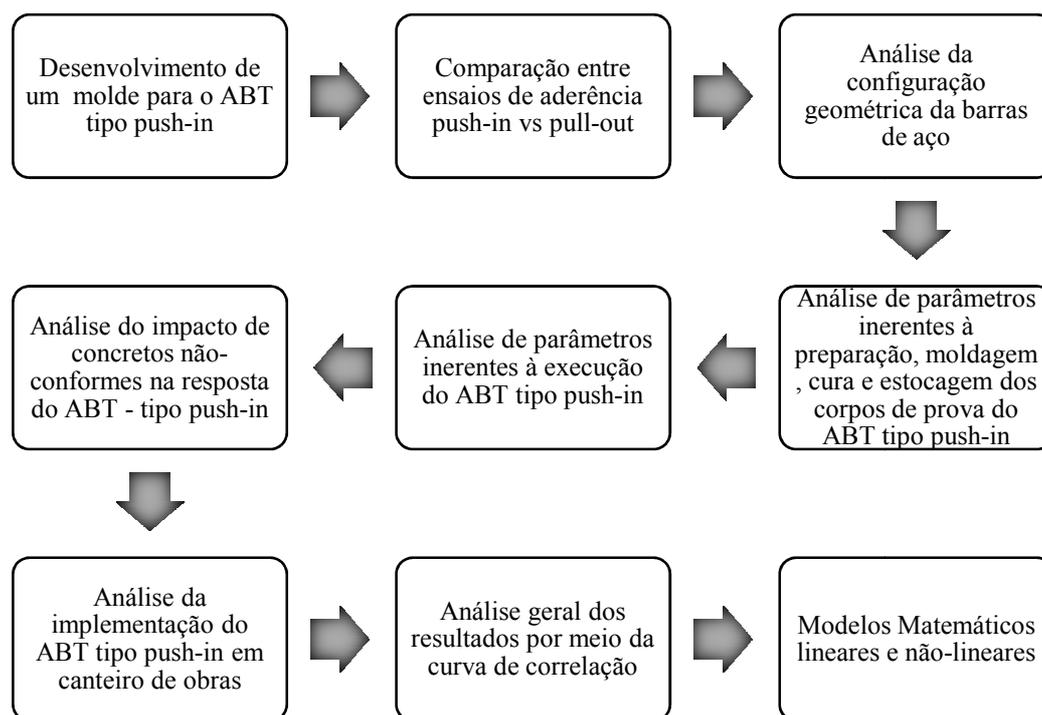


Figura 3.74 - Quadro resumo geral da tese.

Encerrado este capítulo, cujo objetivo foi fazer um levantamento bibliográfico e explicar as fundamentações teóricas do projeto abordado, o próximo capítulo abordará os procedimentos experimentais adotados.

4 ESTRATÉGIA EXPERIMENTAL

O presente trabalho trata de uma pesquisa exploratória de uma metodologia relativamente nova que ainda não possui normalização específica. Sendo assim, como em toda pesquisa exploratória, procurou-se entender melhor como se dá o comportamento da aderência aço-concreto frente ao maior número possível de variáveis inerentes ao método de ensaio. Buscou-se testar distintas composições de concretos, desde convencionais até concretos especiais com adições de sílica e emprego de superplastificante, além de testes com diferentes configurações geométricas de barras de aço. No item 4.1 estão os detalhes das composições dos concretos e das características dos materiais utilizados.

A princípio, como descrito anteriormente, o método de ensaio estava baseada em ensaios do arrancamento direto (tipo pull-out), entretanto ao longo do desenvolvimento deste trabalho observou-se que o ensaio tipo pull-out com garrafas PET demandava um tempo considerável para sua preparação, fato que não era favorável para sua implementação em canteiros de obra. Considerando esse fato, mas pretendendo manter a essência da metodologia APULOT, procurou-se simplificar o ensaio de aderência por meio de um molde mais simples, sendo assim adaptou-se o molde cilíndrico ($\text{Ø}10 \times 20 \text{cm}$) para os ensaios de aderência. Essa ideia surgiu por este molde ser comumente utilizado em canteiros de obras do Brasil para o controle tecnológico da resistência à compressão (os detalhes do molde estão apresentados no item 4.2.). Essa mudança propiciou melhorias na método, principalmente na repetibilidade dos ensaios, na uniformidade dos corpos de prova, rapidez para preparação, moldagem e desmoldagem. Com a questão do molde aprimorada, foi verificada a existência uma alternativa para realizar os ensaios de aderência de forma mais simplificada: empurrar a barra ao invés de arrancá-la do concreto, ou seja, realizar o ensaio de aderência por meio do sistema tipo push-in ao invés do tipo pull-out. Com o tempo constatou-se que esse tipo de ensaio proporciona maior facilidade de preparação quando comparado ao ensaio tipo pull-out. Assim iniciou-se um programa experimental para avaliar as diferenças nos resultados de aderência aço-concreto que os dois tipos de ensaios (pull-out e push-in) proporcionam. A comparação dos dois ensaios está descrita no item 5.1. Com a definição do molde mais prático e a comparação entre os ensaios (pull-out e push-in) realizada, foram verificadas como as variáveis inerentes aos materiais e ao processo de fabricação e execução do ensaio de aderência influenciam na resposta do método. No item 5.2 analisa-se a influência da configuração geométrica da barras de aço na tensão de aderência, no item 5.3 avalia-se a

influência dos procedimentos de moldagem, desmoldagem e cura e no item 5.4 são analisadas a idade de ruptura, velocidade de carregamento e tipo de ruptura dos ensaios de aderência. No item 6.1 averigua-se a potencialidade da metodologia em detectar concretos não conformes. E por fim, no item 6.2 são ponderados os parâmetros da implementação do método em canteiro de obras. Para melhor situar a pesquisa, a Figura 4.1 apresenta um quadro resumindo os capítulos experimentais.

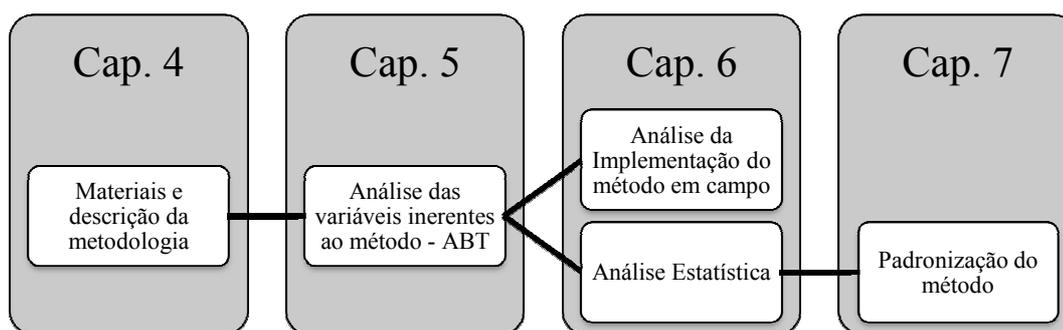


Figura 4.1 - Quadro resumo dos capítulos que descrevem o programa experimental, análises e discussões.

4.1 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS EM LABORATÓRIO NA ANÁLISE DA METODOLOGIA.

Foram utilizadas composições de concretos com classes de resistências distintas, abrangendo desde 10 MPa a 130 MPa de resistência à compressão axial. Entretanto, o maior número de testes (50 %) foi realizado na faixa entre 20 MPa e 40 MPa, valores encontrados com maior facilidade em obras correntes. Os materiais constituintes dos concretos fabricados em laboratório foram: Cimento Portland do tipo CPV-ARI (marca NACIONAL), com massa específica de 3,10 g/cm³; Cimento Portland do tipo CPV-IV 32 (marca CIMPOR), com massa específica de 2,84 g/cm³. O agregado miúdo utilizado foi uma areia média, com módulo de finura igual a 2,40, massa específica aparente de 2,61 g/cm³ e dimensão máxima característica de Ø 4,75 mm. O agregado graúdo foi brita de origem basáltica, com módulo de finura igual a 6,50, massa específica aparente de 2,90 g/cm³ e dimensão máxima característica de Ø19,0 mm. A sílica ativa (marca TECNOSIL) utilizada para a fabricação dos concretos de alta resistência tem massa específica de 2,20 g/cm³. A cinza de casca de arroz (CCA) (Marca TECNOSIL) tem massa específica de 2,18 g/cm³. Em algumas composições de concreto, para melhorar a trabalhabilidade, utilizou-se aditivo superplastificante (SP) de terceira geração à base de policarboxilato (GLENIUM 54 - marca BASF) com massa específica de 1,08 g/cm³ e

em algumas composições utilizou-se aditivo plastificante polifuncional (P) (Tec Mult 828 - marca RHEOSET) com massa específica de 1,15 g/cm³. As composições dos concretos utilizados e a consistência determinada pelo abatimento de tronco de cone (*slump*) - segundo as recomendações da ABNT NBR NM 67:1998 - estão apresentados na Tabela 4.1 e o consumo dos materiais por metro cúbico de concreto na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 - Composições dos concretos utilizadas nas análises da metodologia em laboratório.

Identificação Composição Concretos	Traço 1:m	Traço unitário (1: adição: a.míudo: a.graúdo)	a/agl.	Tipo de Cimento	<i>Slump</i> (cm)
T1	3,41	1:0,12:1,1:2,17	0,18	CPV-ARI	20,0
T2	3,50	1:1,25:2,25	0,35	CPV-ARI	15,0
T3	3,88	1:0,08:1,42:2,38	0,29	CPV-ARI	10,0
T4	4,00	1:1,5:2,5	0,37	CPV-ARI	5,0
T5	4,00	1:1,5:2,5	0,42	CPV-ARI	12,0
T6	5,00	1:2,0:3,0	0,47	CPV-ARI	12,0
T7	5,00	1:2,0:3,0	0,45	CPV-ARI	10,0
T8	5,00	1:2,12:2,88	0,50	CPV-ARI	13,0
T9	5,42	1:0,17:2,17:3,08	0,54	CPV-ARI	17,0
T10	6,00	1:2,5:3,5	0,60	CPV-ARI	14,0
T11	6,00	1:2,5:3,5	0,56	CPV-ARI	10,0
T12	6,00	1:2,5:3,5	0,58	CPIV	15,0
T13	6,00	1:2,5:3,5	0,65	CPIV	20,0
T14	6,00	1:2,5:3,5	0,59	CPV-ARI	18,0
T15	6,50	1:2,75:3,75	0,60	CPV-ARI	6,0
T16	6,50	1:2,75:3,75	0,67	CPV-ARI	21,0
T17	7,00	1:3,0:4,0	0,53	CPV-ARI	10,0
T18	7,00	1:3,0:4,0	0,65	CPV-ARI	14,0
T19	7,00	1:3,0:4,0	0,68	CPV-ARI	17,0
T20	7,50	1:3,25:4,25	0,60	CPV-ARI	8,0
T21	8,00	1:3,5:4,5	0,72	CPV-ARI	10,0
T22	8,00	1:3,5:4,5	0,76	CPV-ARI	12,0

Para a caracterização mecânica dos concretos foram moldados corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, conforme as recomendações da ABNT NBR 5738:2008 e realizado ensaios de resistência à compressão axial segundo ABNT NBR 5739:2007. Em todos os ensaios de caracterização procedeu-se à cura em câmara úmida com umidade relativa do ar superior à 95% e temperatura de 23±2°C. Na data da ruptura os corpos

de prova foram testados em prensa hidráulica servo controlada (marca - SHIMADZU modelo UH-I) com capacidade máxima de carga de 2000 kN.

Tabela 4.2 - Consumo por metro cúbico dos materiais constituintes dos concretos.

Identificação Composição Concretos	Cimento (kg/m ³)	Adição (kg/m ³)	Agregado miúdo (kg/m ³)	Agregado graúdo (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Aditivo P (kg/m ³)	Aditivo SP (kg/m ³)
T1	542,1	58,1*	594,4	1177,3	110,0	-	8,13
T2	514,6	-	643,3	1157,9	180,1	-	1,29
T3	464,0	40,0*	660,0	1104,0	146,0	-	4,64
T4	465,9	-	698,8	1164,7	172,4	-	-
T5	454,3	-	681,4	1135,7	190,8	-	-
T6	382,6	-	765,2	1147,8	179,8	-	-
T7	385,6	-	771,2	1156,8	173,5	-	-
T8	377,6	-	800,5	1087,5	188,8	-	-
T9	367,2	63,6**	936,4	1325,6	234,3	-	-
T10	321,4	-	803,6	1125,0	192,9	-	-
T11	325,7	-	814,1	1139,8	182,4	-	-
T12	321,2	-	803,0	1124,2	186,3	2,41	-
T13	314,1	-	785,1	1099,2	204,1	2,36	-
T14	321,7	-	804,3	1126,0	189,8	-	-
T15	303,6	-	834,8	1138,3	182,1	-	-
T16	297,2	-	817,2	1114,4	199,1	-	-
T17	293,5	-	880,6	1174,2	155,6	2,20	-
T18	283,5	-	850,4	1133,8	184,2	2,13	-
T19	281,0	-	843,1	1124,2	191,1	-	-
T20	273,2	-	887,9	1161,1	163,9	-	-
T21	252,2	-	882,7	1135,0	181,6	-	-
T22	249,0	-	871,6	1120,7	189,3	-	-

*No T1 e T3 foi utilizado sílica ativa.

**No T9 foi utilizado cinza de casca de arroz.

Os corpos de prova foram testados em idades distintas, dependendo do contexto experimental em que a composição foi utilizada, entretanto sempre mantendo a referência aos 28 dias de idade em todas as composições. A Tabela 4.3 mostra as idades dos ensaios e os resultados de resistência à compressão obtidos para cada composição, juntamente com a quantidade de corpos de prova de aderência (tipo pull-ou e push-in) moldados no mesmo ato.

Tabela 4.3 - Idade, tipo e quantidade de corpos de prova e a resistência à compressão para cada composição de concreto.

Identificação Composição Concretos	Idade (dias)	Quantidade de corpos de prova			Resistência à Compressão f_{cm} (MPa)
		Tipo pull-out	Tipo push-in	Compressão (Ø10x20cm)	
T1	07	3	3	3	111,0±2,0
	28	3	3	3	137,3±1,7
T2	03	-	6	6	56,2±1,3
	07	6	6	6	60,1±1,4
	28	6	6	6	67,9±1,5
T3	07	6	6	6	74,0±0,9
	28	6	6	6	83,4±1,5
T4	03	-	3	3	39,2±1,2
	04	-	3	3	42,4±1,6
	05	-	3	3	43,9±1,3
	06	-	3	3	45,6±0,6
	07	-	3	3	48,7±1,4
	28	-	3	3	58,4±1,2
T5	07	-	30	5	44,5±2,2
	28	-	10	5	54,0±1,4
T6	07	6	6	6	43,6±1,0
	28	6	6	6	49,8±1,1
T7	07	-	35	5	45,7±1,4
	28	-	5	5	51,8±1,7
T8	07	-	6	6	37,5±0,6
	28	-	6	6	44,5±0,5
T9	07	-	3	3	32,6±0,7
	28	-	3	3	40,4±0,7
T10	28	5	5	5	23,5±0,9
T11	28	5	5	5	32,1±1,4
T12	07	-	5	5	17,5±1,2
	28	-	5	5	29,2±1,8
T13	07	-	5	5	9,9±0,4
	28	-	5	5	15,0±0,6
T14	07	-	30	5	29,7±1,5
	28	-	10	5	34,9±0,8
T15	07	-	6	6	28,1±0,6
	28	-	6	6	35,1±0,7
T16	07	-	35	5	25,7±0,8
	28	-	5	5	29,1±0,6
T17	07	5	5	5	37,9±0,3
	28	6	6	6	43,5±0,6
T18	07	-	3	3	28,5±0,3
	28	-	3	3	33,9±1,5
T19	28	6	6	6	22,7±1,1
T20	28	40	-	32	27,4±1,3
T21	07	6	6	6	21,1±0,5
	28	6	6	6	25,8±0,9
T22	07	-	30	5	20,2±1,1
	28	-	10	5	24,8±0,7
Total parcial dos ensaios		121	356	243	

A Figura 4.2 mostra a quantidade de casos estudados para cada faixa de resistência média à compressão do concreto em todas as idades testadas. Nota-se que o maior número de casos ficou entre 20 MPa e 40 MPa, devido por ser uma faixa comumente encontrada em obras correntes.

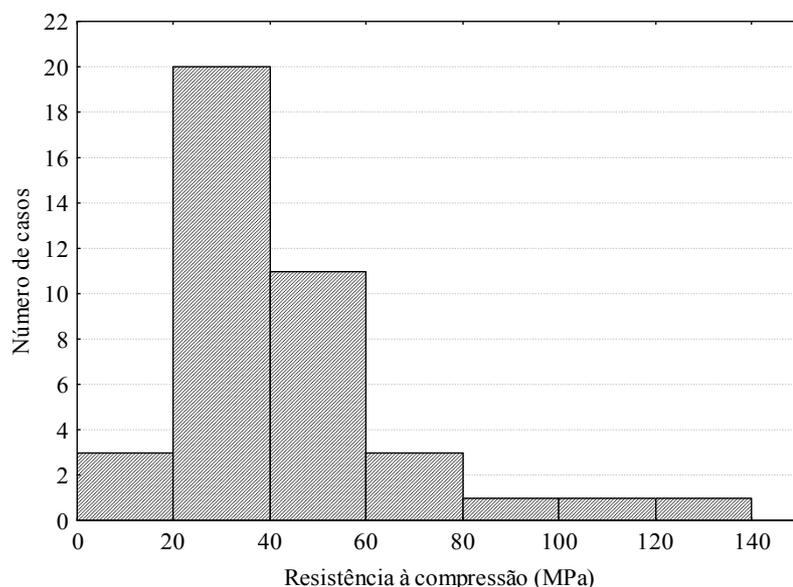


Figura 4.2 - Quantidade de casos para cada faixa de resistência à compressão analisada.

Com intuito de mostrar a dispersão dos traços utilizados, a Figura 4.3 mostra a resistência à compressão média pela relação água/aglomerante de todas as composições de concreto aos 7 e 28 dias.

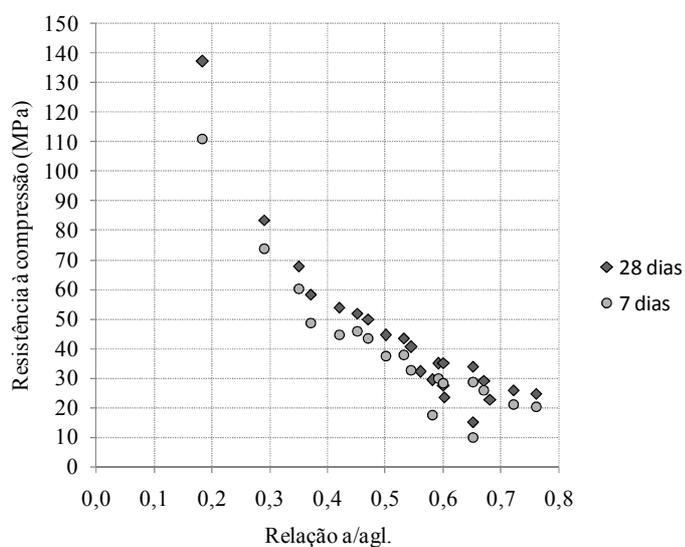


Figura 4.3 - Resistência à compressão aos 7 e 28 dias pela relação água/aglomerante.

A Figura 4.4 mostra a resistência à compressão média pelo consumo de aglomerantes das composições de concreto aos 7 e 28 dias e a Figura 4.5 mostra a relação 1:m pela relação água/aglomerante de todas as composições de concreto.

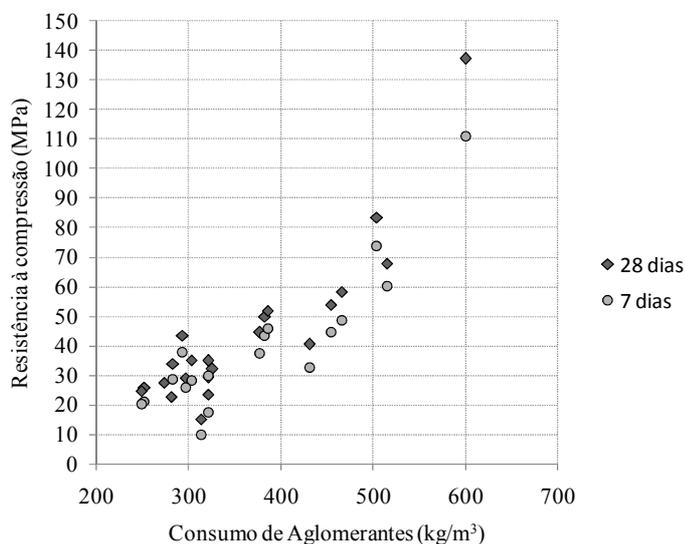


Figura 4.4 - Resistência à compressão aos 7 e 28 dias pelo consumo de aglomerantes.

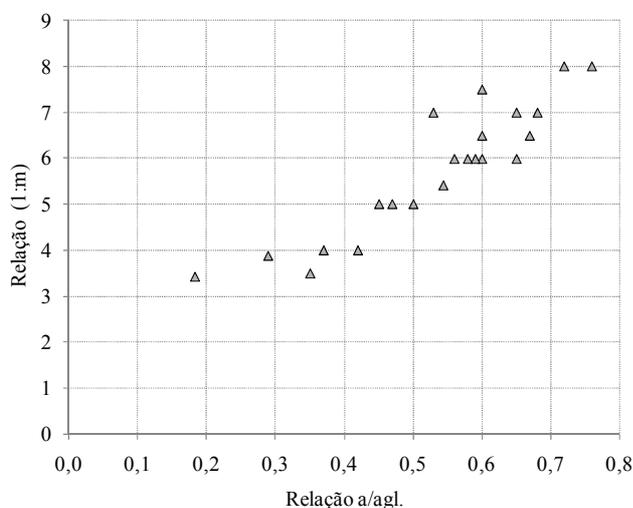


Figura 4.5 - Relação água/aglomerante pela relação 1:m.

Foram utilizadas barras de aço com distintas configurações geométricas na verificação de como as mesmas influenciavam nos resultados dos ensaios de aderência. A caracterização destas barras será detalhada no item 4.4. Entretanto, no contexto geral da verificação das variáveis inerentes ao método utilizaram-se apenas barras nervuradas de aço CA-50 com diâmetro nominal de 8 mm (marca - ArcelorMittal). Optou-se em manter constante o diâmetro, pois os trabalhos de Silva (2010), e Makni et al. (2010) e Silva et al. (2011)

mostraram que a relação cobertura de concreto/diâmetro da barra de aço (c/\varnothing) necessária para garantir o deslizamento da barra de aço durante o ensaio de aderência é $c/\varnothing = 5$. Vale salientar que o método é aplicado apenas quando ocorre ruptura por deslizamento da barra de aço em relação ao concreto circundante no ensaio de aderência. Para a caracterização mecânica das barras de aço CA-50 com $\varnothing=8$ mm seguiu-se as recomendações da ABNT NBR 7480:2007, a qual especifica que a resistência mínima ao escoamento das barras de aço seja igual a 500 MPa e a resistência de ruptura seja 10% superior a este valor. O alongamento mínimo após ruptura em $10\varnothing$ deve ser de 8% e a massa por metro linear deve ser de $\pm 6\%$ do valor da massa do diâmetro nominal. Os ensaios foram realizados em três amostras, com 60 cm de comprimento cada. Os ensaios de tração foram realizados em uma prensa hidráulica servo controlada (marca - SHIMADZU modelo UH-I) com capacidade máxima de carga de 2000 kN. Foram utilizados os parâmetros da ABNT NBR ISO 6892:2013 para a taxa de carregamento, deste modo na fase elástica utilizou-se a velocidade de 10 MPa/s (controle tensão) e na fase plástica utilizou-se 0,001 (m/m)/s (controle deformação). Como complemento mediu-se o módulo de deformação estático à tração do aço na fase elástica com a utilização de *strain gage* (marca KYOWA) - 5 mm/120 ohms, como mostra a Figura 4.6.



Figure 4.6 - Barra posicionada na prensa após a ruptura e localização do *strain gage*.

Os resultados da caracterização das barras de aço CA-50 de $\varnothing=8$ mm estão apresentados na Tabela 4.4, onde é possível observar que as barras utilizadas neste trabalho atendem as especificações da normalização brasileira.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de tração das barras de aço.

Corpo de Prova	Resistência de Escoamento f_y (MPa)	Resistência de Ruptura f_{st} (MPa)	Alongamento total na força máxima A_{gt} (%)	Massa por metro linear (kg/m)	Módulo de Elasticidade Es (GPa)
CP1	597,0	748,0	16,5	0,394	209,6
CP2	598,8	736,1	15,0	0,395	212,0
CP3	596,8	756,0	19,0	0,396	208,9
Média \pm D.P.	597,5 \pm 1,1	746,7 \pm 10,0	16,8 \pm 2,0	0,395 \pm 0,001	210,2 \pm 1,6

4.2 ADAPATAÇÃO DE UM MOLDE CILÍNDRICO PARA OS APPROPRIATE BOND TESTS (ABT).

Resumidamente, a filosofia do método consiste em determinar a resistência de aderência aço-concreto ($\tau_{b,m\acute{a}x}$) por meio de um ensaio apropriado, e a partir deste valor obter uma estimativa da resistência à compressão do concreto mediante uma curva de correlação entre essas variáveis ($\tau_{b,m\acute{a}x} \times f_c$). O molde que será utilizado para realizar um ensaio apropriado de aderência deve possuir determinadas características, como por exemplo: garantir a centralização da barra de aço no corpo de prova, assegurar o correto posicionamento do comprimento de ancoragem no interior do corpo de prova e, principalmente, proporcionar rapidez e praticidade na moldagem e desmoldagem dos corpos de prova. Desenvolver um molde que propicie esses atributos aos ensaios de aderência torna-se fundamental para a aplicação do método em campo e continuidade do projeto.

Como exposto anteriormente, foram implementadas modificações na proposta inicial de Lorrain e Barbosa (2008), entretanto a originalidade do método APULOT foi mantida, cujo objetivo compreende em estimar a resistência à compressão do concreto em campo a partir de um ensaio apropriado de aderência aço-concreto.

As modificações surgiram no Grupo de Pesquisa LEME, que vem desenvolvendo alternativas para os moldes dos corpos de prova destinados aos ensaios de aderência aço-concreto, visto que uma das maiores limitações está na preparação e desmoldagem desses tipos de ensaios. Após algumas tentativas de fabricar um molde para o ensaio tipo pull-out (baseado na RILEM CEB/FIP/83)¹⁹, notou-se que o ensaio poderia ser feito através do carregamento tipo push-in,

¹⁹ A recomendação da RILEM CEB/FIP:1983 para o ensaio tipo pull-out é a mais conhecida e utilizada dentre as pesquisas sobre aderência aço-concreto, por ser de fácil execução comparada a outros ensaios de aderência.

o que facilitaria a implementação do molde além de diminuir o comprimento da barra necessária no ensaio para 11 cm, diferentemente dos 40 cm necessários para o ensaio tipo pull-out. A diferença básica entre os dois tipos está no sistema de carregamento, pois no ensaio tipo pull-out a barra é arrancada do concreto que reage contra uma placa de aço e no ensaio tipo push-in a barra é empurrada contra o concreto que a envolve. Porém nos dois ensaios o comprimento de ancoragem fica no lado oposto da placa de reação, fato que minimiza a compressão gerada na extremidade do corpo de prova pela placa e que propicia uma distribuição mais uniforme da tensão de aderência ao longo da barra de aço.

Outro fator que provocava variações no método eram as dimensões dos corpos de prova. A partir dessa constatação buscou-se a padronização do método, fixando determinados parâmetros. A Tabela 4.5 mostra os principais parâmetros do método e as possibilidades para padronização do mesmo. A intenção da Tabela 4.5 foi apresentar as possibilidades de padronização do método para mostrar posteriormente quais foram testadas e escolhidas para a este pesquisa. Na Tabela 4.5 os parâmetros do método estão subdivididos em categorias. Neste item 4.2 são descritas as características geométricas do molde e corpo de prova para o ABT, fatores como a configuração geométrica da barra de aço, preparação do molde, execução dos ensaios, moldagem, cura e estocagem dos corpos de prova estão avaliados e debatidos no Capítulo 5.

Iniciando a descrição do ABT, a primeira categoria é sobre o material e formato do molde utilizado para fabricação do corpo de prova. (1) O material do molde pode ser de diferentes tipos, o escolhido foi um composto de metálico e fibra de náilon; (2) O formato do molde foi o cilíndrico - $\varnothing_{cp}=100$ mm e $L_{cp}=100$ mm. A escolha dessas dimensões foi empreendida para aproveitar um molde de ampla utilização em obras de concreto no Brasil, o molde metálico cilíndrico ($\varnothing 100 \times 200$ mm), além da necessidade de um pequeno volume de concreto. (3) O comprimento de ancoragem " l_e " foi mantido constante em $5\varnothing$ (Cinco vezes o diâmetro nominal da barra de aço), idêntico à recomendação da RILEM CEB/FIP/83; (4) O cobrimento de concreto " c ", ao redor da barra de aço, igual a 46 mm, o que resulta em uma relação $c/\varnothing = 5,75$. (5) Disposição vertical superior da barra no lançamento do concreto; (6) A influência da forma de adensamento será testada no item 5.5.3; (7) A quantidade de corpos de prova vai depender do objetivo final da avaliação, entretanto um número mínimo de 5 corpos de prova por amostragem isolada de concreto é recomendado ou na formação de exemplares um número mínimo de 2 corpos de prova e composição de amostragem com no mínimo 6 corpos de prova. (8) O tipo de configuração geométrica será testado no item 5.2.

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

Tabela 4.5 - Quadro mostrando os parâmetros do método.

Parâmetros do Método de Ensaio			Possibilidades
Molde	1	Material constituinte do molde para o corpo de prova	(a) Metálico, (b) fibra de náilon, (c) madeira ou (d) PET.
	2	Formato do molde para o corpo de prova	(a) Cilíndrico, (b) cúbico ou (c) prismático.
Preparação e Moldagem	3	Comprimento de ancoragem (l_{exp})	$3\emptyset \leq l_{exp} \leq 10\emptyset$
	4	Relação do cobrimento de concreto ao redor da barra de aço (c/\emptyset)	$c/\emptyset > 5$
	5	Disposição da barra na hora do lançamento do concreto	(a) Horizontal, (b) Vertical superior e (c) Vertical inferior
	6	Adensamento do concreto no molde	(a) Mecânico com mesa vibratória ou (b) Manual com haste metálica.
	7	Quantidade de corpos de prova	≥ 2 corpos de prova por exemplar
Barras de Aço	8	Tipo de configuração geométrica das nervuras das barras CA-50	Tipo 1, 2, 3 ... etc. (Figura 5.3)
	9	Diâmetro da barra de aço CA-50	(a) $\emptyset=8$ mm; (b) $\emptyset=10$ mm; (c) $\emptyset=12,5$ mm. ...etc.
	10	Estado em que se encontra a superfície da barra	(a) Sem oxidação superficial ou (b) com oxidação superficial.
Concreto	11	Resistência à compressão do concreto	Grupo 1: $f_c \leq 50$ MPa Grupo 2: $50 < f_c \leq 100$ MPa ABNT NBR 8953:2011
	12	Dimensão máxima característica dos agregados	4x menor que a dimensão mínima do molde.
Desmoldagem, Cura, e Estocagem	13	Tempo para desmoldagem	Tempo ≥ 24 h
	14	Cura e estocagem dos corpos de prova	(a) Apenas armazenado longe das intempéries; (b) Câmara úmida com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa do ar superior a 95%; (c) Solução saturada de hidróxido de cálcio com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$.
Execução do ensaio	15	Idade de ruptura	≥ 3 dias
	16	Tipo de carregamento	(a) Pull-out ou (b) Push-in
	17	Taxa de carregamento	Velocidade controlada ou não
	18	Tipo de ruptura	(a) Deslizamento; (b) Fendilhamento concreto; (c) Ruptura da barra.

Continuando a descrição: (9) Barras de aço necessariamente nervuradas com resistência característica à tração mínima de 500 MPa e diâmetro nominal de 8 mm; (10) Barras de aço sem oxidação superficial; (11) A faixa de resistência à compressão para aplicabilidade do ABT é testada e apresentada no item 5.1; (12) Segundo a ABNT NBR 5738:2008, a dimensão básica do corpo de prova destinado ao ensaio de compressão deve ser no mínimo quatro vezes maior que a dimensão nominal máxima do agregado graúdo do concreto. Desta forma a normalização busca minimizar o efeito de canto dos agregados nos corpos de prova de concreto. O método ABT também seguirá essa recomendação, assim o diâmetro nominal

máximo dos agregados graúdos deve ser de no máximo 25 mm; (13) e (14) O tempo para desmoldagem e os parâmetros de cura e estocagem dos corpos de prova são examinados no item 5.5.4.; (15) A idade de ruptura é verificada no item 5.4.1; (16) O tipo de carregamento é analisado no item 5.1; (17) A velocidade de carregamento e a diferença entre taxa de carregamento constante e não constante é verificado no item 5.4.2; (18) O tipo de ruptura deve ser deslizamento da barra de aço em relação a concreto, os detalhes estão explicados no item 5.4.3.

Embora não haja normalização específica para o ensaio tipo push-in, o mesmo já foi utilizado por alguns pesquisadores, como salientado no item 3.4.1, porém em menor quantidade quando comparado ao ensaio tipo pull-out. Apesar desse fato, os ensaios realizados nesta pesquisa demonstraram que o push-in oferece maior facilidade de moldagem e desmoldagem quando comparado ao ensaio pull-out. As Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 mostram os desenhos esquemáticos e fotos dos métodos aplicados nos ensaios pull-out e push-in, respectivamente. Nota-se na Figura 4.6 que a barra de aço fica centralizada no corpo de prova de concreto sobrando externamente 1 cm, objetivando minimizar os efeitos de flambagem da barra comprimida, pois as resistências características do aço à tração e a compressão são similares, desde que mantidas as condições necessárias para não ocorrer a flambagem da barra comprida.

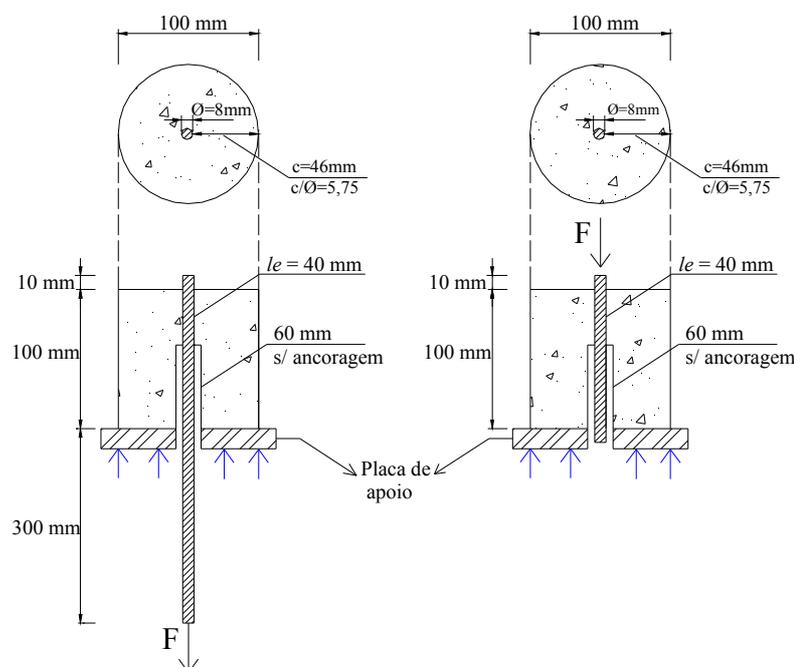


Figura 4.7 - Dimensões dos corpos de prova para os ensaios (a) pull-out e (b) push-in.

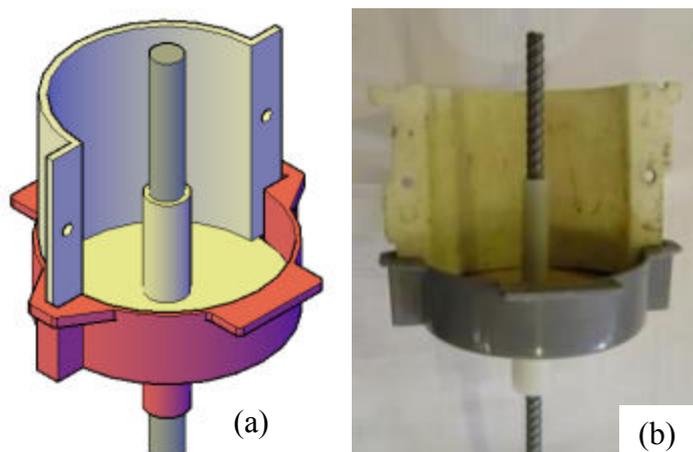


Figura 4.8 - (a) Esquema e (b) Foto dos moldes para os ensaios pull-out.

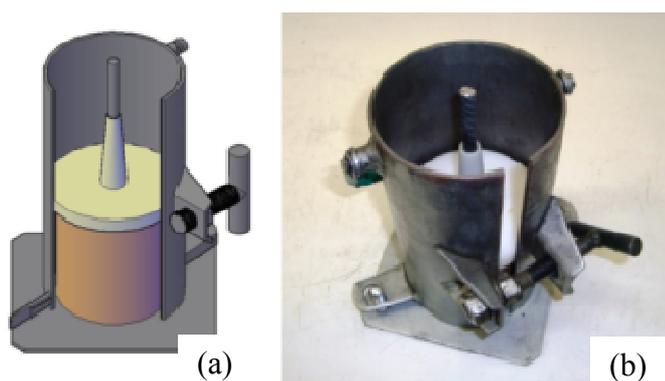


Figura 4.9 - (a) Esquema e (b) Foto dos moldes para os ensaios push-in.

Levando em consideração as dimensões propostas e ilustradas na Figura 4.7. O limite para o ensaio tipo pull-out é o próprio limite de ruptura do aço à tração, aproximadamente $37,5 \pm 0,5$ kN (Tabela 4.4), ou em termos de tensão de aderência, aplicando a equação 3.5, utilizando barra com diâmetro de 8 mm e comprimento de ancoragem (l_{exp}) 5ϕ (40 mm) resulta em $\tau_{b,máx} = 37,3 \pm 0,5$ MPa.

No ensaio tipo push-in o limite de $\tau_{b,máx}$ é maior do que no tipo pull-out. Pois em ensaios de compressão com materiais dúcteis (barras de aço) a relação entre tensão e deformação são proporcionais as obtidas nos ensaios de tração até a tensão de escoamento, a partir deste ponto em ensaios de compressão não ocorre a estricção (diminuição) do diâmetro da barra e conseqüentemente a barra irá se deformar sem romper até o limite do equipamento de ensaio.

A flambagem da barra de aço está restringida no ensaio tipo push-in, pois o raio de giração ($i_x = \sqrt{I_x/A}$) é igual 2 e o índice de esbeltez ($\lambda_x = L_f/i_x$) é igual a 10, sendo " I_x " o momento de inércia da seção transversal da barra de aço ($I_x = I_y = \frac{1}{4}\pi r^4$), L_f é o comprimento de flambagem, considerando a barra de aço engastada no concreto e livre na extremidade de aplicação de carga ($L_f = 2 \times$ comprimento da barra) e " A " a área da seção transversal da barra, considerando o diâmetro nominal. Além disso, aplicando a teoria da carga crítica de EULER, com a utilização da Equação 4.1; onde " E " é módulo de elasticidade do aço (~210 GPa), considerando regime elástico, a carga crítica de flambagem é de mais de 1000 kN.

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 EI}{L_f^2} \quad \text{Equação 4.1}$$

Assim, o limite de carga no ensaio tipo push-in vai ocorrer quando a expansão da barra de aço deformada romper por fendilhamento o concreto que a envolve.

Terminado os itens 4.1 e 4.2 que apresentaram as características dos materiais bem com as metodologias que serão utilizadas nesta pesquisa, os itens que se seguem apresentarão as investigações realizadas.

5 ANÁLISE DAS VARIÁVEIS INERENTES AO MÉTODO (ABT)

Este capítulo irá descrever as investigações e resultados das variáveis inerentes aos métodos de ensaios propostos (ABTs). Primeiramente, no item 5.1 analisam-se as diferenças nos resultados que os dois tipos de ensaios (pull-out e push-in) proporcionam. No item 5.2 analisa-se a influência da configuração geométrica das barras de aço na tensão de aderência, no item 5.3 avalia-se a influência dos procedimentos de moldagem, desmoldagem e cura e no item 5.4 são analisadas a idade de ruptura, velocidade de carregamento e tipo de ruptura dos ensaios de aderência (ABT).

5.1 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS DE ENSAIO PUSH-IN E PULL-OUT PARA O ABT.

Com as dimensões para o ensaios de aderência determinadas, partiu-se para análises referentes às variáveis dos tipos de ensaio. Com isso, primeiramente comparou-se os dois métodos de ensaios de aderência aço-concreto, pull-out e push-in, na determinação da tensão máxima de aderência para classes de concretos distintas. As composições dos concretos utilizadas foram: T1; T2; T3; T6; T10; T17; T19 e T21, descritas na Tabela 4.1. Em todas as comparações utilizaram-se barras nervuradas de aço CA-50 com diâmetro nominal de 8,0 mm (marca - ArcelorMittal).



Figura 5.1 – (a) Foto mostrando os corpos de prova tipo pull-out e (b) Foto mostrando os corpos de prova tipo push-in, juntamente com os corpos de prova de controle da resistência à compressão ao fundo.

Os corpos de prova dos dois tipos de ensaios foram fabricados em betoneira de eixo inclinado, adensados em mesa vibratória, desmoldados 24 horas após a moldagem e colocados em câmara úmida com umidade relativa do ar superior a 95% e temperatura controlada de $23\pm 2^\circ\text{C}$. As mesmas condições de cura dos corpos de prova de resistência à compressão foram utilizadas para os corpos de prova de aderência, assim como recomenda a RILEM CEB/FIP: 1983. (Figura 5.2).



Figura 5.2 – Corpos de prova desmoldados: tipo push-in, tipo pull-out e para o controle da resistência à compressão (esquerda para direita na foto).

As Figuras 5.3, 5.4 ilustram os esquemas adotados e a fotos dos métodos de ensaio pull-out e push-in, realizados em prensa hidráulica.

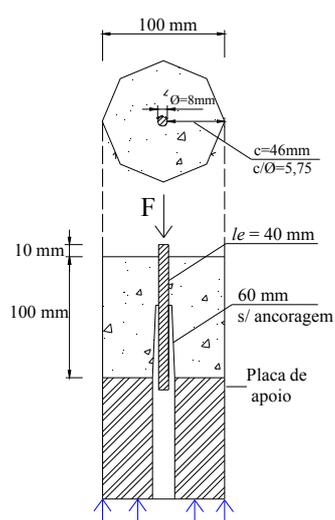


Figura 5.3 – (a) Esquema com as dimensões do método de ensaio push-in e (b) Foto do método de ensaio push-in na prensa hidráulica.

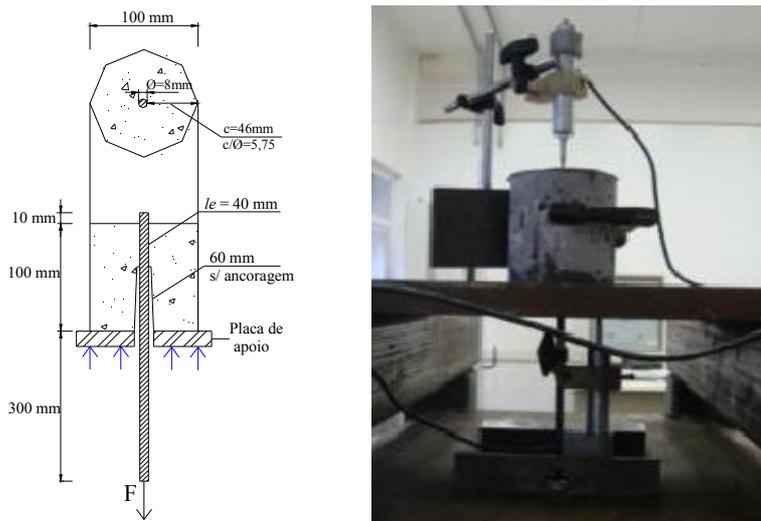


Figura 5.4 – (a) Esquema com as dimensões do método de ensaio pull-out e (b) Foto do método de ensaio pull-out na prensa hidráulica.

Para a realização dos dois tipos de ensaios de aderência aço-concreto (pull-out e push-in) utilizou-se uma prensa hidráulica servo controlada (marca - SHIMADZU modelo UH-I) com capacidade máxima de carga de 2000 kN. Nos ensaios a velocidade de carregamento foi mantida constante em 32 N/sec até à ruptura, como recomenda a RILEM CEB/FIP: 1983 para este diâmetro de barra (8 mm). As medições de carga e de deslocamentos foram registradas com auxílio do *software Trapezium*. As Figuras 5.5 e 5.6 ilustram os esquemas adotados dos métodos de ensaio pull-out e push-in.

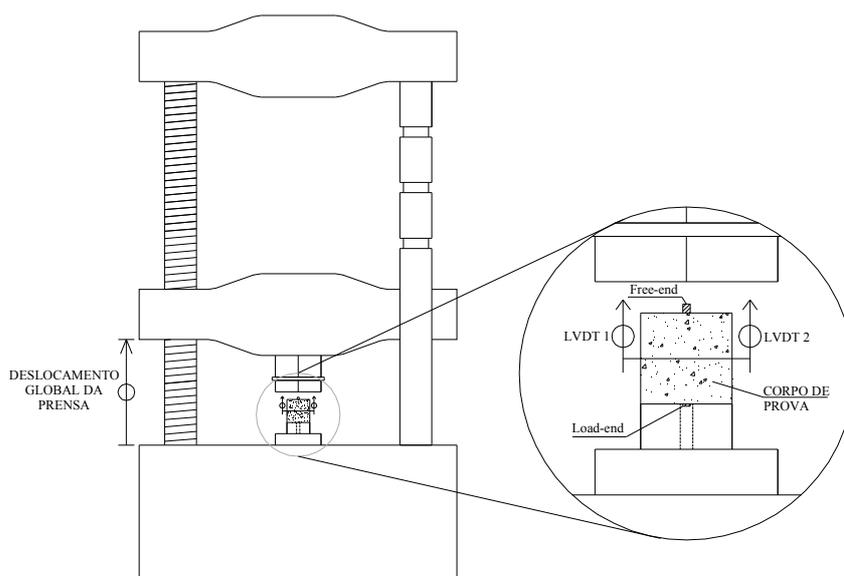


Figura 5.5 - Esquema e detalhe do método de ensaio push-in na prensa hidráulica.

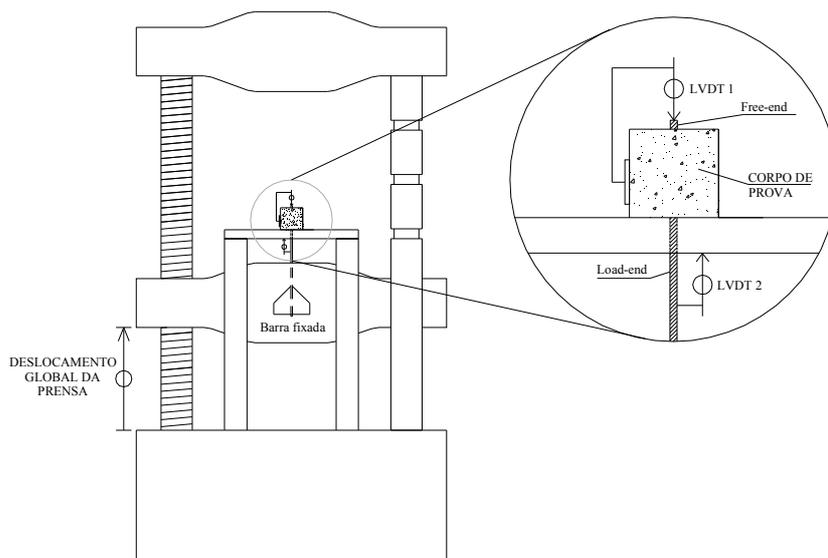


Figura 5.6 - Esquema e detalhe do método de ensaio pull-out na prensa hidráulica

5.1.1 Resultados da comparação entre os tipos de ensaios.

Na Tabela 5.1 estão apresentados os resultados de tensão máxima de aderência obtidos para os dois tipos de ensaios (push-in e pull-out), juntamente com o desvio padrão (D.P.) e a respectiva idade de ruptura. A Figura 5.7 mostra os resultados obtidos em uma curva entre a resistência de aderência e a resistência de compressão. Nota-se que os valores de tensão de aderência obtidos em ambos os ensaios são proporcionais, aproximadamente, até o limite de resistência à compressão de 70 MPa. A Tabela 5.2 apresenta os tipos de ruptura obtidos nos ensaios.

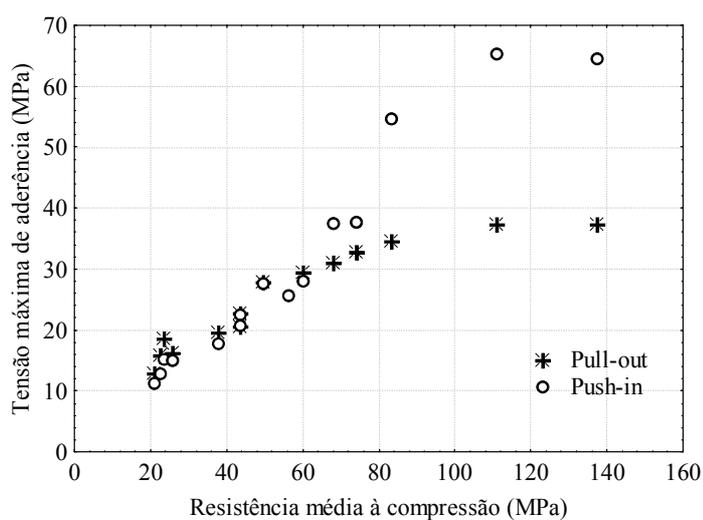


Figura 5.7 - Resultados dos ensaios pull-out e push-in.

Tabela 5.1 - Resultados dos ensaios pull-out e push-in.

Composição	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	Pull-out $\tau_{bmáx}$ (MPa)	Push-in $\tau_{bmáx}$ (MPa)
T1	7	111,0±2,0	37,3±0,5	65,2±2,1
	28	137,3±1,7	37,2±0,3	64,5±3,7
T2	7	60,1±1,4	29,4±0,9	28,1±2,1
	28	67,9±1,5	30,9±2,1	37,5±2,6
T3	7	74,0±0,9	32,7±0,8	37,7±3,1
	28	83,4±1,5	34,5±2,4	54,7±2,8
T6	7	43,6±1,0	23,5±1,9	23,0±2,0
	28	49,8±1,1	30,3±1,2	30,6±2,6
T10	28	23,5±0,9	18,6±0,9	15,2±1,7
T17	7	37,9±0,3	19,5±2,2	17,7±1,1
	28	43,5±0,6	20,5±1,8	20,8±1,9
T19	28	22,7±1,1	15,8±0,6	12,8±1,2
T21	7	21,1±0,5	12,8±1,3	11,3±1,4
	28	25,8±0,9	16,3±1,6	15,0±1,6

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 5.8 para os ensaios com 7 e 28 dias. Essa análise comprovou a observação de que os dois tipos de ensaios fornecem resultados estatisticamente iguais, com um nível de confiança de 95%, para as composições com resistências menores que 60 MPa.

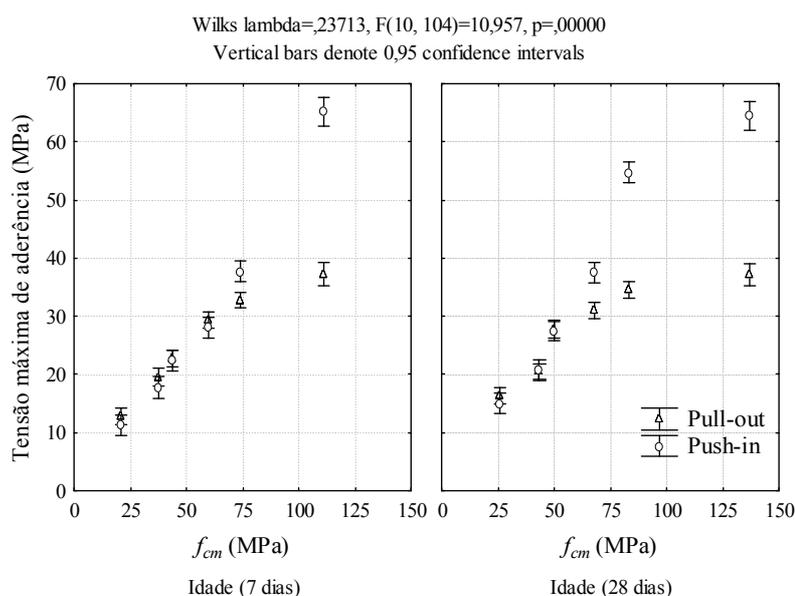


Figura 5.8 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios da comparação entre os métodos push-in e pull-out.

Os resultados obtidos indicam que os dois métodos para analisar a aderência aço-concreto (pull-out e push-in) proporcionam resultados estatisticamente iguais até quando ocorre apenas o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, no caso até concretos com resistência à compressão de 60 MPa. Para concretos com resistência à compressão entre 60 e 75 MPa ocorreu o escoamento do aço e conseqüentemente estricção mais significativa do aço no ensaio tipo pull-out, fato que diminuiu a tensão máxima de aderência. A Figura 5.9 mostra a relação entre a resistência à compressão e a tensão máxima de aderência nos ensaios onde foi observado o tipo de ruptura por deslizamento, observa-se que as regressões lineares são diferentes principalmente pelos dois últimos resultados de maior resistência, fato que diferencia os valores obtidos nos dois tipos de ensaios (*pull-out e push-in*) para concretos com resistência acima de 60 MPa.

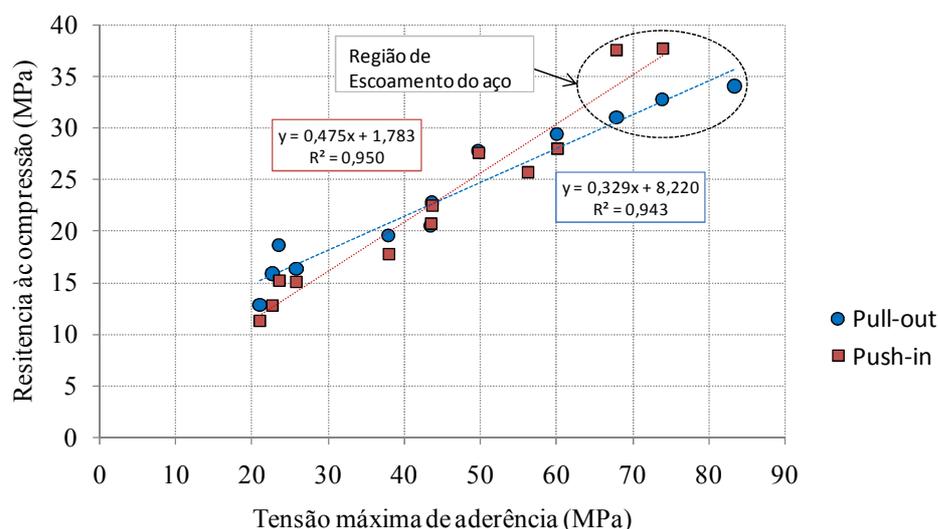


Figura 5.9 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios da comparação entre os métodos push-in e pull-out.

Para concretos com resistências superiores a 75 MPa o diâmetro da barra e as dimensões do corpo de prova devem ser modificados para evitar que o tipo de ruptura ocorra por fendilhamento do concreto ou ruptura da barra de aço.

Nota-se na Figura 5.7 e Tabela 5.1 que os ensaios pull-out e push-in apresentam resultados similares até o ponto onde o tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço é o observado em 100% dos casos, ou seja, próximo a resistência à compressão de 70 MPa. A Tabela 5.2 apresenta os tipos de ruptura observados nos ensaios tipo push-in e pull-out.

Tabela 5.2 - Tipos de rupturas observados nos ensaios push-in e pull-out.

Composição	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	Tipo de ruptura	
			Pull-out	Push-in
T1	7	111,0	Ruptura barra de aço (100%)	Fendilhamento (100%)
	28	137,3	Ruptura barra de aço (100%)	Fendilhamento (100%)
T2	7	60,1	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
	28	67,9	Deslizamento (100%)	Fendilhamento (50%) Deslizamento (50%)
T3	7	74,0	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
	28	83,4	Deslizamento (66,7%) Fendilhamento (33,3%)	Fendilhamento (100%)
T6	7	43,6	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
	28	49,8	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
T10	28	23,5	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
T17	7	37,9	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
	28	43,5	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
T19	28	22,7	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
T21	7	21,1	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)
	28	25,8	Deslizamento (100%)	Deslizamento (100%)

A Figura 5.10 (a) mostra os tipos de ruptura observados nos ensaios tipo push-in para a composição T2 aos 28 dias, evidenciando o fendilhamento do concreto e o deslizamento da barra de aço e a Figura 5.10(b) evidencia a estrição do aço após um ensaio onde ocorreu o deslizamento na composição T3-28 dias.



Figura 5.10 – Fotos (a) corpos de prova (T2 - 28 dias) após o ensaio tipo push-in, onde foi observado fendilhamento (50%) e deslizamento (50%) (b) Estrição do aço no ensaio tipo pull-out com deslizamento posterior (T3-28d).

As Figuras 5.10 e 5.11 mostram os tipos de ruptura observados nos ensaios tipo push-in e pull-out aos 7 e 28 dias, mostrando o aumento do tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço com a queda da resistência a compressão. Observam-se comportamentos distintos nos dois tipos de ensaios devido a idade de ruptura. Aos 7 dias o tipo de ruptura por deslizamento acontece em 100% dos casos nos dois tipos de ensaios com a resistência à compressão de 74 MPa, porém aos 28 dias este valor cai para 67 MPa e 47 MPa para os ensaios tipo pull-out e push-in, respectivamente. Este fato está ligado com o acréscimo da resistência de aderência ao longo do tempo, o que melhora a interface aço-concreto com o aumento de resistência mecânica do console de concreto.

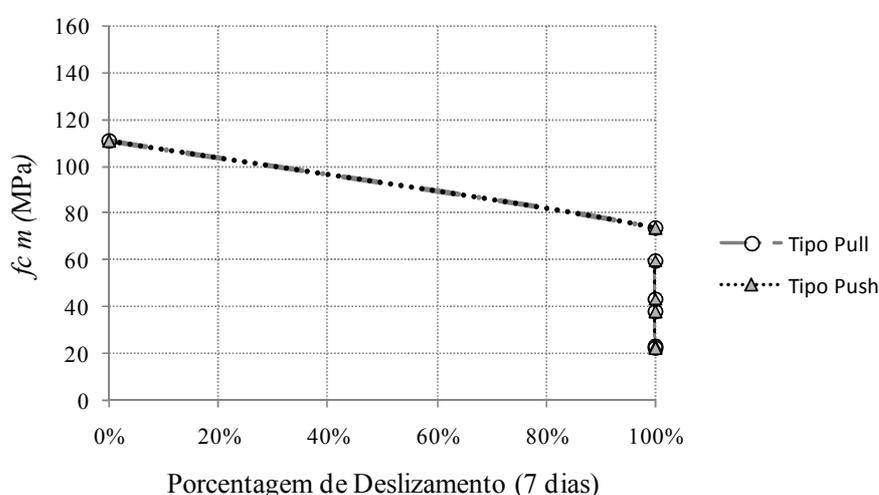


Figura 5.11 – Quantidade de deslizamentos nos ensaios tipo pull-out e push-in aos 7 dias.

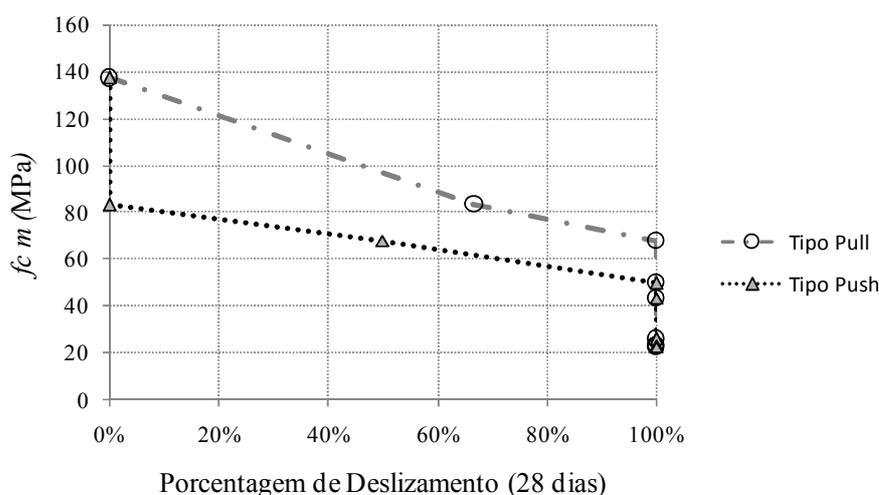


Figura 5.12 – Quantidade de deslizamentos nos ensaios tipo pull-out e push-in aos 28 dias.

A fim de ilustrar o comportamento dos ensaios, as Figura 5.13, 5.14 e 5.15 ilustram as curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento global e relativo aço-concreto. Primeiramente observa-se na Figura 5.13 a composição T1 aos 7 e 28 dias, nota-se que a partir do ponto de escoamento da armadura os dois ensaios produzem resultados diferentes, pois no ensaio tipo push-in o aço sob compressão aumenta sua seção transversal e conseqüentemente aumenta a tensão de aderência até o ponto onde ocorre o fendilhamento do concreto. Já no ensaio tipo pull-out ocorre à estrição do aço na fase de escoamento, impossibilitando o acréscimo de tensão de aderência.

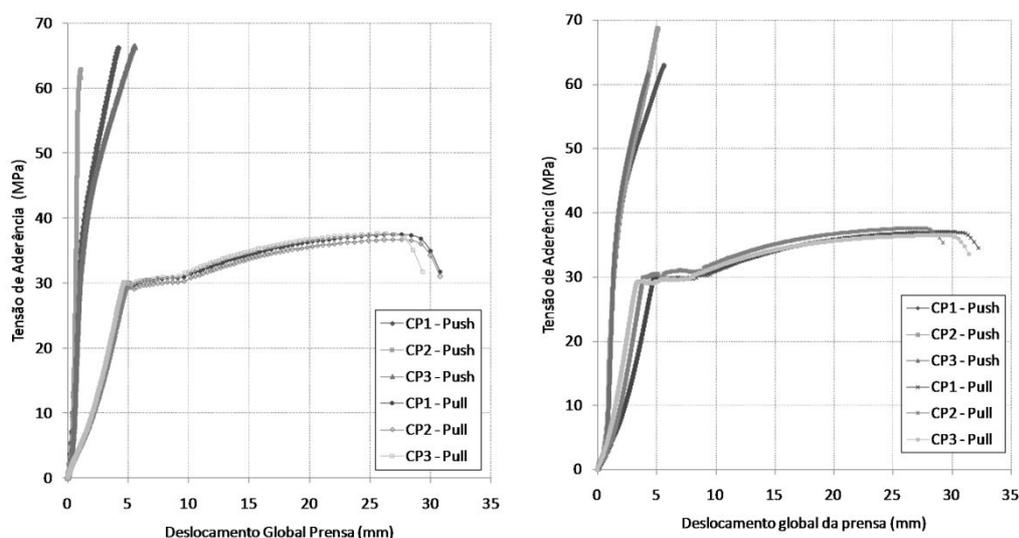


Figura 5.13 - T1-7dias e T1-28dias, deslocamento global da prensa.

Nas Figuras 5.14 e 5.15 notam-se as diferenças de comportamento para os tipos de ruptura por deslizamento aço-concreto e por fendilhamento do concreto nos dois tipos de ensaios nas composições T2-7dias e 28 dias. Observa-se na Figura 5.14 que o comportamento da curva tensão de aderência x deslizamento obtido pelo deslocamento global da prensa depende muito do aparato de ensaio utilizado, servido apenas como parâmetro comparativo entre as mesmas tipologias. Já na Figura 5.15 observa-se que o deslizamento relativo medido entre o aço e concreto reproduz o fenômeno mais adequadamente podendo-se comparar ambas as tipologias de ensaios. Nota-se que os ensaios tipo pull-out e push-in produzem curvas semelhantes quando o tipo de ruptura é o deslizamento aço-concreto.

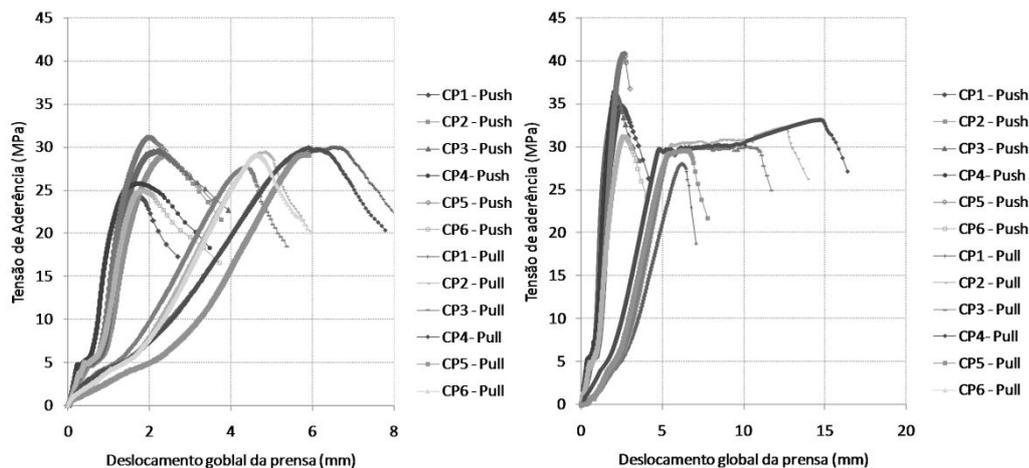


Figura 5.14 - T2-7dias e T2-28dias, deslocamento global da prensa.

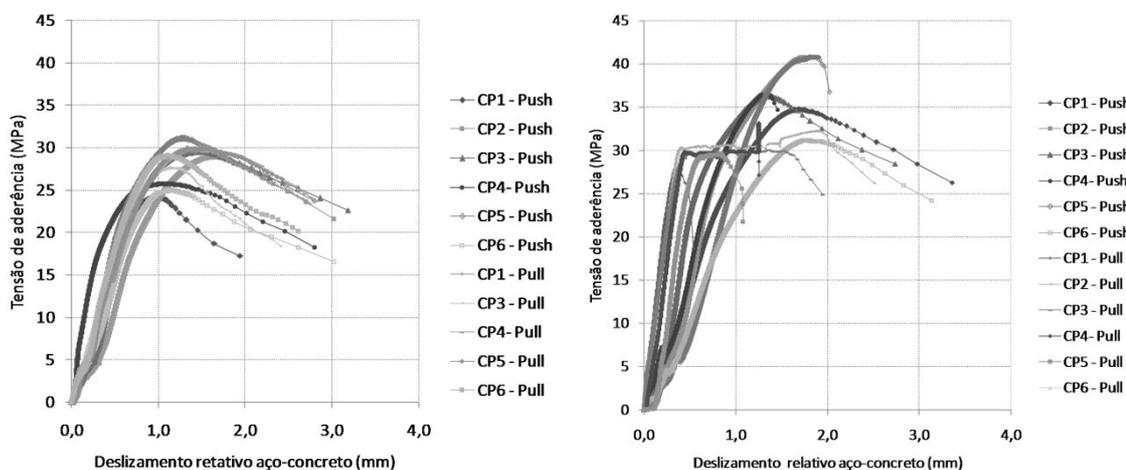


Figura 5.15 - T2-7dias, T2-28dias, deslocamento relativo aço-concreto. (free-end)

5.2 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DAS BARRAS DE AÇO NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA.

Sabe-se que as configurações geométricas das nervuras das barras de aço influenciam na resistência de aderência. A obtenção de um fator de correção para as diferentes configurações de nervuras é de fundamental importância para a boa reprodutibilidade do método. Foram realizados ensaios do tipo pull-out (recomendação RILEM) com barras de aço nervuradas com 8 configurações distintas e diâmetros nominais de 12,5 mm e uma barra lisa CA-25 (09/Brasil) com mesmo diâmetro nominal, com intuito de quantificar a aderência por adesão química e atrito. Nessa análise das 8 configurações distintas de barras, utilizou-se a composição de concreto T20 (indicada na Tabela 4.1) em todas as concretagens. Analisou-se também o ensaio tipo push-in com duas configurações distintas de barras com diâmetro

nominal de 8,0 mm (01/Brasil e 05/França), utilizando três composições de concretos distintas (T5, T14 e T22 - indicadas na Tabela 4.1).

Para a caracterização mecânica das barras empregou-se a mesma metodologia descrita no item 4.1. Com intuito de realizar uma caracterização geométrica mais detalhada nas barras de aço, empregou-se uma técnica pouco utilizada na engenharia civil, mais de ampla aplicação na área de design, a análise por meio de scanner a laser. Utilizou-se um scanner tridimensional a laser com uma lente de 100 mm e resolução entre pontos de 0,1 mm. Na Figura 5.16, tem-se uma visão geral do equipamento e um detalhe de uma barra sendo escaneada.



Figura 5.16 - (a) Visão geral do equipamento (b) Detalhe da caracterização da barras de aço.

Após os escaneamentos das barras e com o auxílio dos softwares "*Geomagic Studio*" e "*Auto Cad*" foram montadas as peças como ilustram as figuras na Tabela 5.3. A Tabela 5.3 também mostra o país de origem das barras, as faces reais e a imagem gerada pelo scanner 3D. A barra 5 foi a única mostrada com 3 faces, pois possui faces não simétricas. A Figura 5.17 mostra as barras com diâmetro nominal de 8,0 mm (01/Brasil e 05/França).

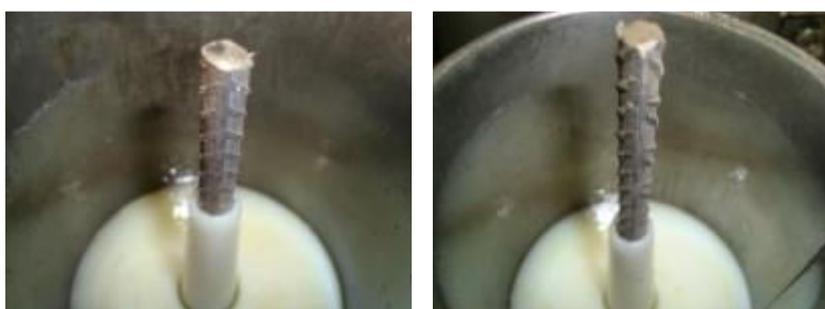
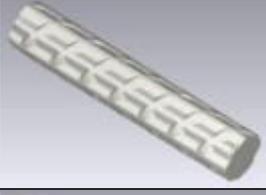
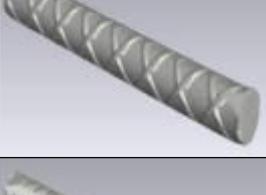


Figura 5.17 – Barras de aço com $\text{Ø}=8\text{mm}$ - (01/Brasil) e (05/França), posicionadas para o ensaio tipo push-in.

Tabela 5.3 - Configurações geométricas da barras (Ø12,5 mm) e escaneamento 3D.

Nº Amostra/ Origem	Face 1	Face 2	Face 3	Scanner 3D
01/ Brasil			-	
02/ Brasil			-	
03/ Brasil			-	
04/ Brasil			-	
05/ França				
06/ EUA			-	
07/ EUA			-	
08/México			-	
09/ Brasil (Barra Lisa)		-	-	-

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

5.2.1 Resultados dos ensaios tipo pull-out

Primeiramente apresenta-se, na Tabela 5.4, os resultados da caracterização mecânica do aço que seguiu as recomendações ABNT NBR 7480:2007. Nota-se que a massa linear e o alongamento após a ruptura de todas as barras, com diâmetro nominal de 12,5 mm, ficaram dentro os limites estabelecidos pela norma brasileira que é de 0,905 kg/m a 1,02 kg/m e superior a 8%, respectivamente.

Tabela 5.4 - Detalhes da caracterização das barras de aço (\varnothing 12,5 mm).

Nº Amostra Barra (\varnothing 12,5 mm)	Massa Linear (kg/m)	Limite de Escoamento (MPa)	Máxima Resistência à tração (MPa)	Alongamento após ruptura (%)
01	0,939	511,2	646,6	16,0
02	0,910	562,3	705,3	12,8
03	0,946	534,5	662,2	17,2
04	0,927	606,7	818,1	14,0
05	0,908	490,1	565,9	24,0
06	0,980	568,5	704,9	14,0
07	0,978	558,4	653,1	19,2
08	0,977	514,6	721,2	18,4
09	0,963	325,0	472,0	27,6

O gráfico da Figura 5.18 compara os resultados de tensão de escoamento e ruptura das barras. Nota-se que a barra 5 apresentou resultados de tensão de escoamento na zona limítrofe do estipulado pela norma brasileira, que estipula o limite mínimo de escoamento igual a 500 MPa e 1,1 vezes na máxima resistência à tração. Porém dentro do limite estabelecido pela ASTM A706:2009 que é de 420 MPa a 540 MPa no limite de escoamento e 1,25 vezes na máxima resistência à tração. A barra 9 apresentou resistências dentro do estabelecido pela norma brasileira, que estipula o limite mínimo de escoamento igual a 250 MPa e 1,2 vezes na máxima resistência à tração.

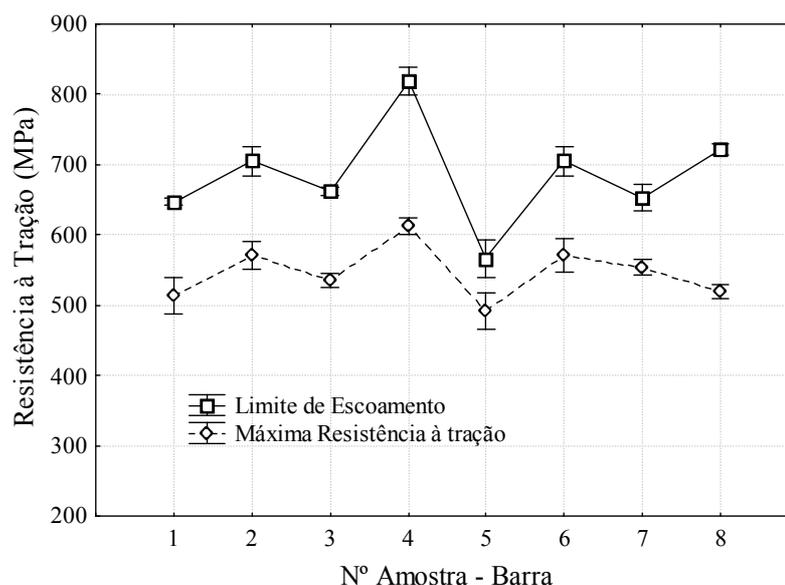


Figura 5.18 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização mecânica das barras de aço nervuradas.

A cada moldagem de corpo de prova para os ensaios de aderência aço-concreto eram moldados corpos de prova de controle do concreto. Como a composição do concreto era a mesma em todos os ensaios, montou-se uma curva de distribuição normal com os 32 resultados, como mostra a Figura 5.19 Lembrando que todos os ensaios seguiram as recomendações da normalização brasileira, como salientado anteriormente. A resistência média à compressão axial do concreto aos 28 dias foi de 27,4 MPa.

Os resultados obtidos da caracterização geométrica das barras que utilizou um scanner tridimensional a laser estão apresentados na Tabela 5.5, onde se observa a altura média das nervuras (A) e a máxima ($A_{máx}$), o espaçamento (e), assim como ângulo de inclinação das nervuras (β). Para calcular a área relativa das nervuras utilizou-se a formulação simplificada do ACI 408R:2003 com constate de 0,9 (Equação 3.11).

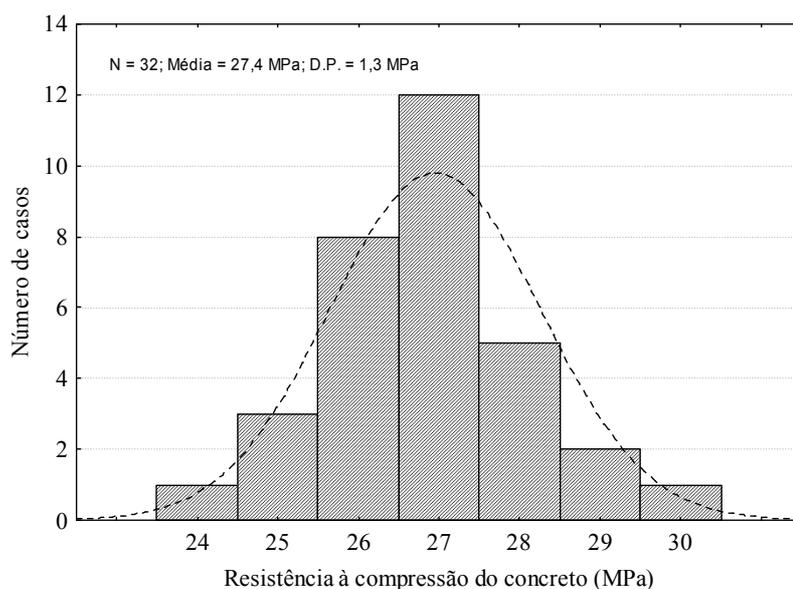


Figura 5.19 - Gráfico mostrando a distribuição normal dos ensaios de controle de resistência à compressão do concreto.

Os resultados da Tabela 5.5 estão apresentados nas Figuras 5.20 e 5.21, mostrando a variação do espaçamento e altura da nervura, respectivamente. Nota-se na Figura 5.19 que a barra 7 está fora dos limites da ABNT NBR 7480:2007 e a barra 6 está fora do limite superior da norma brasileira, porém de acordo com a ASTM A706:2009. E na Figura 5.20 nota-se que a barra 7 está na região limítrofe (4%) que a ABNT NBR 7480:2007 e ASTM A706:2009 exigem, ficando sua média abaixo.

Tabela 5.5 - Detalhes da caracterização das barras de aço.

Nº Amostra Barra	A (mm)	A _{máx} (mm)	e (mm)	β	f_r
01	0,74	0,97	9,03	52°	0,096
02	0,54	0,70	8,55	59°	0,074
03	0,63	0,78	9,12	50°	0,078
04	0,53	0,69	9,40	47°	0,069
05	0,71	0,94	7,25	57°	0,115
06	0,57	0,73	15,31	51°	0,048
07	0,51	0,66	5,25	90°	0,113
08	0,52	0,78	9,59	58°	0,073
09	-	-	-	-	-

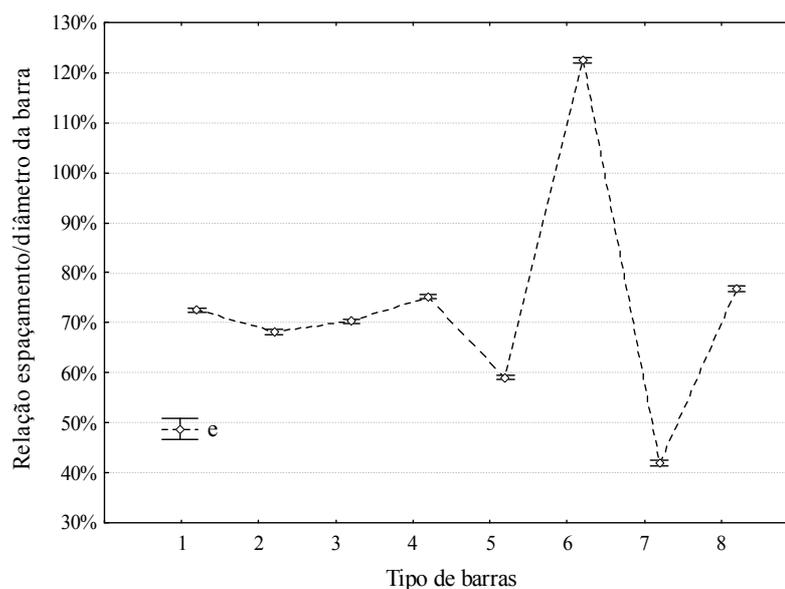


Figura 5.20 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização das barras de aço referente ao espaçamento entre nervuras.

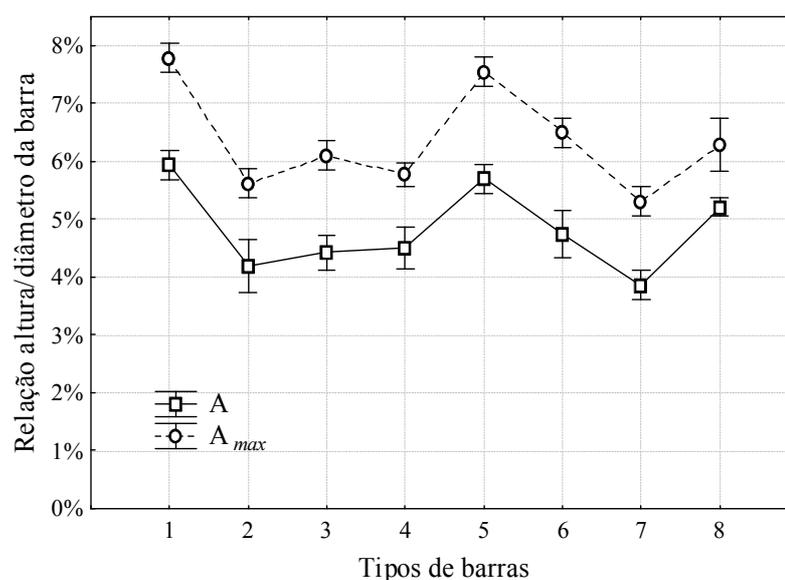


Figura 5.21 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização das barras de aço referente às alturas máximas e médias das nervuras.

Os resultados obtidos nos ensaios de aderência aço-concreto estão apresentados na Tabela 5.6, onde se observa a carga máxima obtida no ensaio, área real de contato das nervuras no comprimento de ancoragem (5ϕ) obtida por scanner a laser, tensão máxima de aderência obtida com a área real de contato e a diferença se considerar a área de contato como sendo um cilindro com diâmetro nominal da barra, no caso de $\phi=12,5$ mm e comprimento de ancoragem de 5ϕ (62,5 mm), a área de contato seria $2454,4$ mm². Porém nota-se que a

consideração de área real surtiu pouco efeito no cálculo da tensão de aderência, chegando ao máximo de 7,2%. Vale salientar que em todos os ensaios foi observado o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto.

Tabela 5.6 - Detalhes da caracterização das barras de aço.

Nº Amostra Barra	Carga máxima (kN)	Área real de contato da nervura (mm ²)	Tensão máxima de aderência (MPa)	Diferença em considerar a área da nervura como um cilindro
01	41,6	2644,1	15,7	- 7,2%
02	32,0	2555,5	12,5	- 4,0%
03	29,8	2552,7	11,7	- 3,9%
04	36,0	2449,8	14,7	+ 0,2%
05	40,7	2462,2	16,5	- 0,3%
06	35,1	2577,9	13,6	- 4,8%
07	19,0	2520,4	7,5	- 2,6%
08	38,6	2599,1	14,9	- 5,6%
09	5,0	2454,4	2,0	-

Os resultados apresentados na Tabela 5.6 estão na Figura 5.22, onde se observa a variação da tensão de aderência em função do tipo de barra. Observa-se que a barra 7 apresenta valores inferiores dos demais devido a sua configuração geométrica possuir características distintas das demais barras, como será explicado posteriormente. A Barra 9, com era esperado por ser lisa, apresentou o menor valor de tensão máxima de aderência. Com intuito de correlacionarmos o resultado da barra lisa Tipo 9 (09/Brasil) com a barra de referência nervurada Tipo 1 (01/Brasil), obtêm-se que as parcelas somadas de aderência por adesão química e atrito são de aproximadamente 12% do total de tensão máxima de aderência de uma barra nervurada, ou seja, aproximadamente 88% da tensão máxima de aderência é devido a parcela de aderência mecânica devido as nervuras.

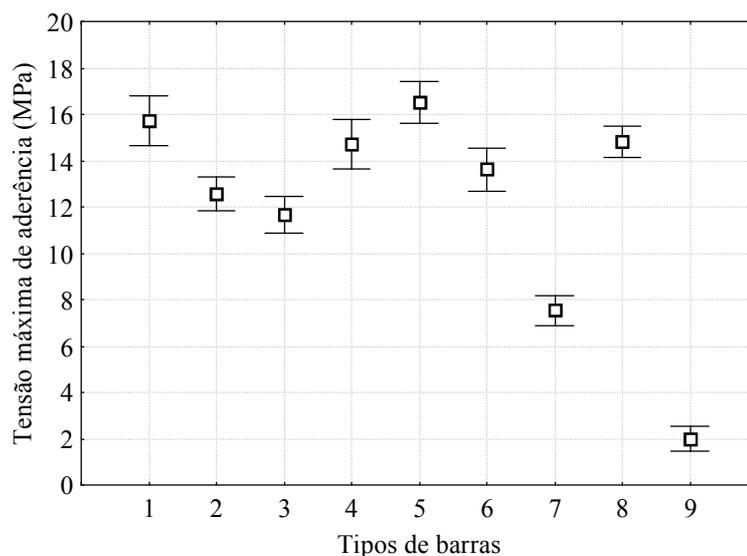


Figura 5.22 - Gráfico mostrando os resultados da caracterização das barras de aço referente à tensão máxima de aderência.

A Figura 5.23 mostra como o aumento da tensão de aderência é proporcional a altura média e máxima das nervuras. Neste caso as alturas estão apresentadas com relação ao diâmetro nominal. Nas comparações realizadas entre os parâmetros geométricos estudados, observou-se que o parâmetro que mais apresentou influência na tensão máxima de aderência foi a altura da nervura, fato também observado por Lorrain et al. (2010). Outro fator importante é a área relativa das nervuras, deste modo a Figura 5.24 mostra a variação de f_r em relação à tensão máxima de aderência, observa-se que o aumento da tensão de aderência é proporcional ao aumento da área relativa, entretanto a barra 7 ficou fora desta tendência, mostrando que o uso do f_r possui certas restrições para determinados tipos de barras.

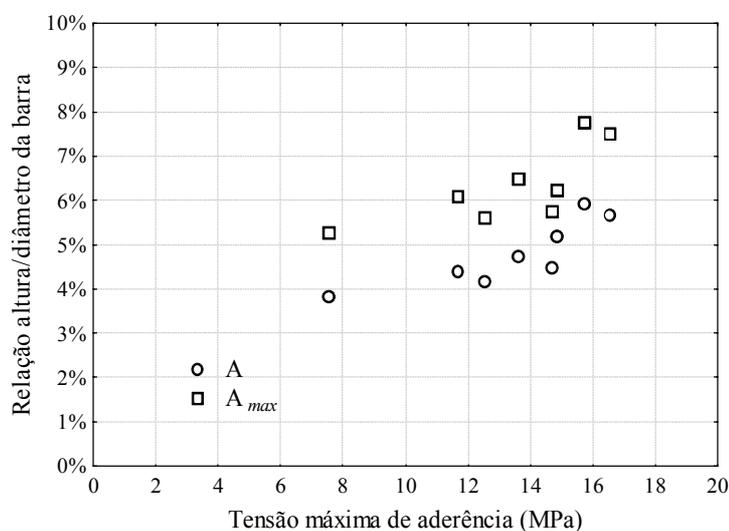


Figura 5.23 - Relação entre a altura das nervuras e a tensão máxima de aderência.

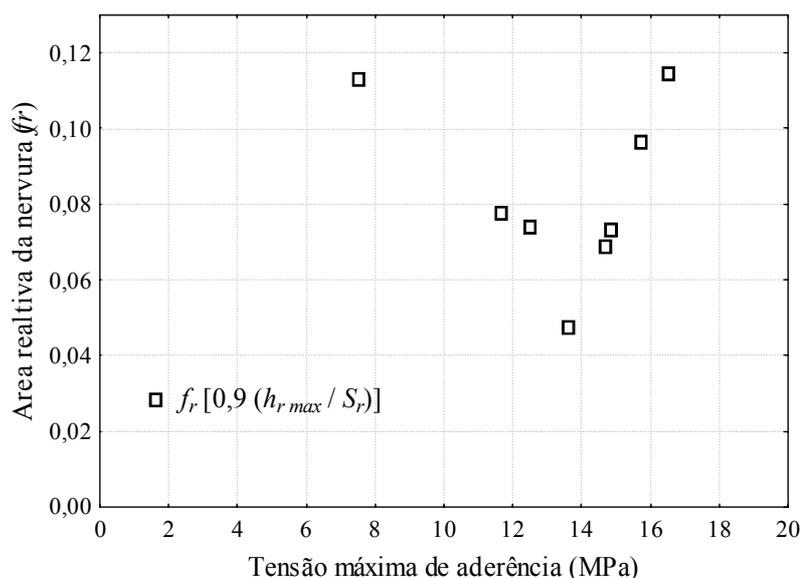


Figura 5.24 - Relação entre a área relativa das nervuras e a tensão máxima de aderência.

Primeiramente a técnica de análise das características geométricas das barras de aço utilizando o scanner a laser se mostrou eficaz, melhorando a acurácia das medidas. A maioria das barras utilizadas atendem as especificações das normas NBR 7480:2007 e ASTM A706:2009. Observou-se que a maioria das barras apresentou resultados similares com espaçamentos entre $0,5\emptyset$ e $0,8\emptyset$. Somente a barra 6 apresentou valores superiores a este intervalo, porém se mostrou eficaz quanto à aderência aço-concreto, enquanto a barra 7 que apresentou valores inferiores a estes limites se mostrou pouco eficiente quanto à aderência aço-concreto. Notou-se que as características mecânicas pouco influenciaram na aderência aço-concreto, por exemplo, a barra 5, que obteve resultados insatisfatórios na tensão de escoamento e bom resultado na aderência aço concreto. Como já sabido, ficou mais uma vez comprovado que a geometria das barras de aço tem papel fundamental na capacidade de aderência da barra de aço ao concreto. Neste trabalho notou-se que a altura da nervura tem um dos papeis mais importantes na eficácia da aderência aço-concreto. A barra 6 que tem valores de altura média abaixo de 4% obteve valores inferiores comparados às demais barras. Os resultados apresentados neste trabalho vêm somar ao banco de dados dos ensaios de aderência, no que se refere à determinação de coeficientes de correções para barras com diferentes características geométricas.

5.2.2 Resultados dos ensaios tipo push-in

Apresentam-se na Tabela 5.7 os resultados da caracterização mecânica do aço que seguiu as recomendações ABNT NBR 7480:2007. Nota-se que a massa linear e o alongamento após a

ruptura de todas as barras, com diâmetro nominal de 8,0 mm, ficaram dentro os limites estabelecidos pela norma brasileira. Na Tabela 5.8 estão apresentados os resultados da caracterização geométrica e a Tabela 5.9 apresenta os resultados da comparação entre os tipos de barras.

Tabela 5.7 - Detalhes da caracterização mecânica das barras de aço.

Nº Amostra Barra (Ø8 mm)	Massa Linear (kg/m)	Limite de Escoamento (MPa)	Máxima Resistência à tração (MPa)	Alongamento após ruptura (%)
01	0,395	597,5	746,7	16,8
05	0,389	520,2	590,8	20,0

Tabela 5.8 - Detalhes da caracterização geométrica das barras de aço.

Nº Amostra Barra	A (mm)	A _{máx} (mm)	e (mm)	β	f_r
01	0,49	0,55	5,53	52,0°	0,094
05	0,63	0,70	6,20	48,5°	0,081

Tabela 5.9 - Resultados de aderência e resistência a compressão do concreto para as barras tipo 1 e 5.

Composição	$f_{c, 7dias}$ (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa) por Tipo de configuração geométrica	
		Barra - 01/Brasil	Barra - 05/França
T5	44,5±2,2	23,2±1,7	20,8±1,4
T14	29,7±1,5	16,0±0,9	15,5±0,6
T22	20,2±1,1	10,4±0,9	10,4±0,7

Observa-se na Tabela 5.9 que a diferença de resultados que a barra tipo 5 (05/França) apresenta em relação à barra 1 (01/Brasil) aumenta com o acréscimo da resistência à compressão do concreto. O f_r da barra tipo 5 é 16% menor que da barra tipo 1, fato que justifica o maior valor de tensão de aderência obtido em média pela barra 1. A Figura 5.25 mostra o acréscimo na diferença dos resultados de aderência com o aumento da resistência a compressão do concreto.

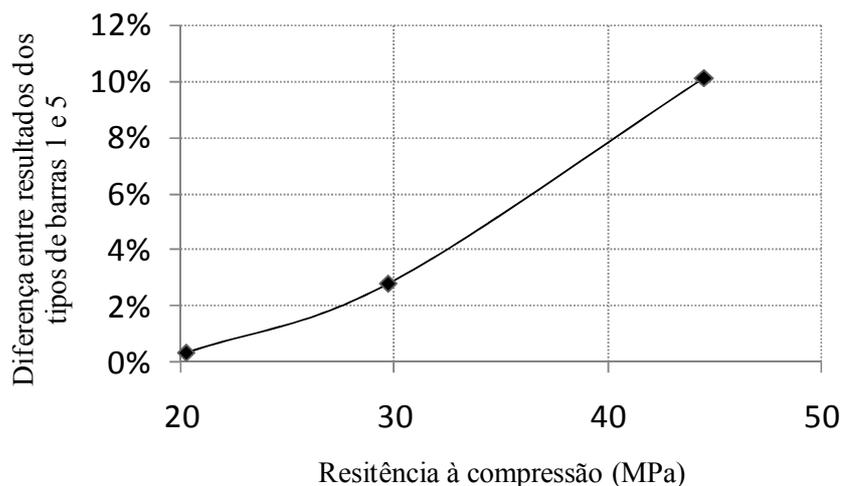


Figura 5.25 - Acréscimo na diferença dos resultados de aderência com o aumento da resistência a compressão do concreto para as barras tipo 1 e 5.

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 5.26. Essa análise mostrou que as composições apresentam valores de tensão máxima de aderência estatisticamente iguais para T5 e T14 e distintos para T22, com um nível de confiança de 95%. Fato que é importante considerar quando se propõe uma curva de correlação com barras distintas.

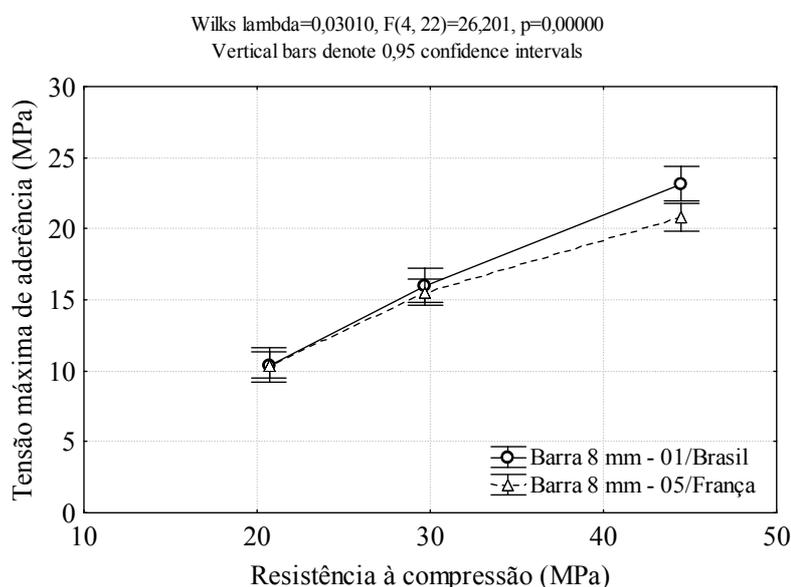


Figura 5.26 - Acréscimo na diferença dos resultados de aderência com o aumento da resistência a compressão do concreto para as barras tipo 1 e 5.

5.3 ANÁLISE DE PARÂMETROS INERENTES A PREPARAÇÃO, MOLDAGEM, CURA E ESTOCAGEM DOS CORPOS DE PROVA DESTINADOS AO ABT TIPO PUSH-IN.

A maioria dos métodos utilizados no controle de qualidade do concreto armado tem suas metodologias pré-definidas em normalizações específicas. Estas metodologias normalizadas têm como objetivo padronizar os ensaios, ou seja, melhorar a reprodutibilidade e acurácia das respostas obtidas nos ensaios e diminuindo os erros e as incertezas inerentes aos procedimentos. Pode-se dizer que a metodologia de ensaio ainda está em fase de desenvolvimento, portanto testar parâmetros que influenciam na resposta do ensaio é de fundamental importância para o bom desenvolvimento do método. Os procedimentos de preparação do molde, preparação da barra de aço, adensamento do concreto no molde, procedimentos de desmoldagem, estocagem e cura dos corpos de prova antes da data do ensaio são fundamentais para a adequada resposta do método. Considerados esses pontos, procurou-se estabelecer parâmetros para o método de ensaio proposto semelhantes aos já consagrados nos ensaios de compressão axial, recomendados pela ABNT NBR 5738:2008, no que se refere aos pontos semelhantes entre os ensaios, como será descrito a seguir.

5.3.1 Preparação do molde.

Como já mencionado no item 5.1 os moldes destinados aos ensaios tipo push-in foram fabricados a partir do molde tradicional cilíndrico ($\text{Ø}100 \times 200 \text{mm}$) destinado aos tradicionais ensaios de compressão. A adaptação desse molde se refere à inserção de um molde fabricado de fibra de náilon que visa garantir a altura, comprimento de ancoragem e a centralização da barra de aço dos corpos de prova destinados ao ensaio ABT.

A fabricação de moldes com fibra de náilon é justificável por várias razões, tais como: não ser absorvente e ao mesmo tempo quimicamente inerte com os materiais constituintes do concreto, além de ser um material resistente e não apresentar deformações durante a moldagem dos corpos de prova, seguindo as recomendações da ABNT NBR 5738:2008. Os moldes também possuem superfícies lisas e sem defeitos na parte inferior, a qual servirá de base de apoio que vai garantir o nivelamento durante o ensaio de aderência.

A preparação do molde para o ensaio começa com a lubrificação para facilitar a posterior desmoldagem. O desmoldante é colocado (no caso: óleo mineral) nos moldes cilíndricos metálicos ($\text{Ø}100 \times 200 \text{mm}$) e no molde de fibra de náilon, conforme Figura 5.27 (a) e (b). Vale

frisar que a barra de aço ainda não está posicionada, o que evita passar desmoldante na barra, fato que certamente influenciará no resultado do ensaio de aderência. Após a aplicação do desmoldante coloca-se o molde de fibra de náilon dentro do molde metálico, como ilustra a Figura 5.27 (c) e (d).



Figura 5.27 - (a) Aplicação de desmoldante no molde de fibra de náilon. (b) Aplicação de desmoldante (óleo mineral) no molde cilíndrico metálico ($\text{Ø}100 \times 200 \text{mm}$); (c) e (d) posicionamento dos dois moldes.

Após o posicionamento dos dois moldes, a barra de aço foi colocada na posição, como ilustra a Figura 5.28. Entretanto deve-se tomar o cuidado de não colocar a parte que contenha as identificações da barra (nome do fabricante e nomenclatura) no comprimento de ancoragem (5Ø), como ilustra o detalhe da Figura 5.28 (a). O posicionamento inadequado dessas identificações vai interferir no resultado do ensaio de aderência.



Figura 5.28 - (a) Posicionamento da barra de aço dentro da abertura circular no molde de fibra de náilon e detalhe da identificação da barra de aço; (b) e (c) Posicionamento da barra de aço e configuração final do arranjo dos dois moldes com a barra de aço no centro.

A Figura 5.29 mostra um arranjo de moldes prontos para uma concretagem com o método proposto e a Figura 5.30 mostra um exemplo pós concretagem utilizando o método, mostrando os corpos de prova de aderência e compressão para controle.



Figura 5.29 - Exemplo de arranjo final para uma concretagem com o método.



Figura 5.30 - Exemplo dos corpos de prova fabricados utilizando o método.

5.3.2 Preparação das barras de aço.

Durante a preparação da barra de aço, certos cuidados são necessários no que se refere ao corte e ao estado superficial. Após o corte da barra, deve-se retirar as arestas ("rebarbas") provocadas pelo corte (Figura 5.31), evitando eventuais riscos ao operador e proporcionando o correto encaixe da barra no centro do molde de fibra de náilon.



Figura 5.31 - (a) Corte da barra de aço; (b) Detalhe da aresta após o corte; (c) Retirada das arestas da barra de aço.

A princípio, para aplicação do método, as barras de aço devem estar limpas, ou seja, isentas de qualquer material colado na superfície que possa provocar diminuição da aderência aço-concreto. Entretanto sabe-se que em canteiros de obras dificilmente se encontraram barras de aço sem nenhum tipo de sujeira e tampouco que não apresentem nenhum tipo de processo de oxidação provocado por intempéries devido sua estocagem. Portanto, quando a barra apresentar essas características deve-se proceder com sua respectiva limpeza superficial, antes de inseri-la no molde. Para casos de limpezas leves utiliza-se escova de aço simples, todavia em casos que apresentem elevada oxidação superficial uma das soluções é utilizar a solução recomendada pela ASTM G1:2003, a qual é constituída de 3,5 g de hexametileno tetramina diluídos em 500 ml de ácido clorídrico e 500 ml água destilada. As barras devem ser mantidas nessa solução por 10 minutos, para completa remoção dos produtos de oxidação e após esse período lavada em água corrente para a eliminação do ácido clorídrico e colocadas para secar a temperatura ambiente durante pelo menos 24hs. Outro fator importante é o grau de corrosão que se encontra as barras de aço, pois determinados graus inviabilizam a aplicação do método.

5.3.3 Moldagem e Adensamento do concreto no molde.

Os procedimentos de moldagem e adensamento para os métodos dos ensaios de aderência seguiram recomendações similares de adensamento dos corpos de prova de compressão, prescritos na ABNT NBR 5738:2008. Após os preparativos referentes ao molde (item 5.3.1) e barra de aço (item 5.3.2), inicia-se a moldagem do concreto. A superfície onde será realizada a moldagem deve ser rígida, plana e livre de vibrações. O concreto, homogeneizado previamente, deve ser posto em uma camada única no molde, tomando-se o cuidado de colocar o concreto com a concha (seção U) uniformemente ao redor da barra de aço, após com

a haste metálica (a mesma haste utiliza nos corpos de prova cilíndricos de compressão) em movimento circular, nivelar o concreto antes de iniciar o adensamento.

Segundo as prescrições da ABNT NBR 5738:2008, o tipo de adensamento do concreto no molde para os ensaios de compressão é definido a partir do ensaio de abatimento de tronco de cone do concreto, ou seja, para concretos com abatimento entre 10 e 30 mm o adensamento deve ser por vibração mecânica. Para concretos com abatimento entre 30 e 150 mm pode ser por vibração mecânica ou por adensamento manual com uso de haste metálica padronizada. Para concretos com abatimento superior a 150 mm o adensamento deve ser manual.

O adensado manual é por meio de haste de aço com superfície lisa cilíndrica com diâmetro de $16,0 \pm 0,2$ mm e comprimento entre 600 mm a 800 mm. A quantidade de camadas e golpes é definida pelo abatimento do concreto. No caso do ensaio de aderência padronizou-se em apenas uma camada com 15 golpes. O adensamento por vibração mecânica deve ser padronizado para cada tipo de concreto e de acordo com a eficiência do vibrador, assim a duração da vibração deve se estender até o ponto em que a superfície do concreto apresente um aspecto relativamente liso e praticamente sem bolhas de ar na superfície do concreto. O molde deverá permanecer fixo durante o procedimento de vibração. Após o término dos procedimentos de vibração deve-se realizar o rasamento da superfície de concreto ao redor da barra de aço com uso de régua metálica ou colher de pedreiro. Usualmente o adensamento do concreto no molde em canteiros de obra é realizado manualmente. Portanto, o procedimento foi realizar uma comparação entre o método de adensamento manual e por vibração mecânica como mostra a Tabela 5.10. A Figura 5.32 mostra os tipos de adensamento utilizados.

Tabela 5.10 - Programa Experimental para estudar a influência dos procedimentos de adensamento.

Descrição dos tipos de adensamento	Composições de concreto		
	T5	T14	T22
Com vibração manual - (haste metálica)	5 cps	5 cps	5 cps
Com vibração mecânica - (mesa vibratória)	5 cps	5 cps	5 cps



Figura 5.32 – Tipos de adensamento: (a) vibração mecânica em mesa vibratória e (b) vibração manual com haste metálica.

A Tabela 5.11 apresenta os resultados da comparação entre os tipos de adensamento manual e mecânico. Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 5.33. Essa análise mostrou que as composições apresentam valores de tensão máxima de aderência estatisticamente iguais para T5, T14 e T22, com um nível de confiança de 95%.

Tabela 5.11 - Resultados da análise dos tipos de adensamento.

Composição	$f_c, 7\text{dias}$ (MPa)	$\tau_{b\text{máx}}$ (MPa) - Tipos de adensamento	
		Mecânico	Manual
T5	44,5±2,2	23,2±1,7	22,6±2,5
T14	29,7±1,5	16,0±0,9	15,5±1,2
T22	20,2±1,1	10,4±0,9	10,7±0,8

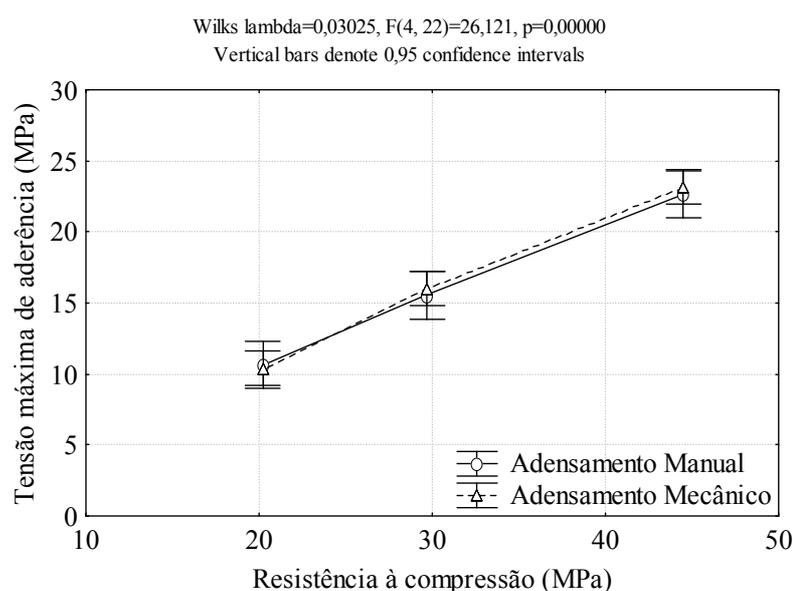


Figura 5.33 - Resultados da análise dos tipos de adensamento.

5.3.4 Desmoldagem e Estocagem e cura dos corpos de prova.

Após o procedimento de moldagem, devem-se manter os corpos de prova longe de intempéries em ambiente adequado protegido do sol, do vento e de qualquer outra fonte de evaporação ou contaminação, como recomenda a ABNT NBR 5738:2008 para os corpos de prova de compressão e após, no mínimo 24 h de cura, deve-se iniciar os procedimentos de desmoldagem. A recomendação da RILEM RC6:1983, para os ensaios de aderência, é de 3 dias (72 h) de cura antes da desmoldagem dos corpos de prova para os ensaios pull-out, pois os possíveis movimentos bruscos na barra de aço podem vir a influenciar no resultado do ensaio. Entretanto o ensaio de aderência baseado na metodologia push-in diminui automaticamente o manuseio indevido da barra de aço, pois a barra utilizada é curta (11 cm) em relação a do ensaio pull-out. A Figura 5.34 ilustra os procedimentos de desmoldagem dos corpos de prova. Primeiramente retira-se o molde cilíndrico metálico, separando deste modo os 2 moldes que foram acoplados inicialmente. Após este procedimento, retira-se o corpo de prova do molde de fibra de náilon.



Figura 5.34 - (a) Retirada do molde metálico; (b) Separação dos 2 moldes; (c) Retirada do corpo de prova do molde de fibra de náilon; (d) Configuração final do procedimento de retirada do corpo de prova.

Após a desmoldagem, os corpos de prova destinados aos ensaios de compressão são obrigatoriamente submetidos aos procedimentos de cura, de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5138:2008. Podendo ser utilizado os seguintes procedimentos: (1) Cura em câmara úmida com controle da temperatura ($23\pm 2^{\circ}\text{C}$) e da umidade relativa do ar (superior a 95%), (2) Cura submersa em solução saturada de hidróxido de cálcio a temperatura de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$.

Entretanto existem alguns problemas, que merecem destaque, quando se aborda procedimentos de cura com corpos de prova destinados ao método proposto: (1) Dificilmente em canteiro de obra, onde se pretende aplicar o método, se encontrará uma câmara úmida com temperatura e umidade controlada. (2) O procedimento de cura em solução saturada de hidróxido de cálcio vai produzir produtos de corrosão. A questão é analisar e quantificar quanto esse fato influenciará nos resultados de aderência. (3) Como é de conhecimento comum, os procedimentos de cura afetam a resistência à compressão potencial do corpo de prova de concreto, deste modo condições de cura inadequadas para os corpos de prova de aderência poderiam resultar em incoerências na curva de correlação entre essas variáveis (f_c x τ_b).

A recomendação da RILEM RC6:1983 é de realizar a desmoldagem 3 dias após a concretagem e durante os dias que antecedem os ensaios os corpos de prova devem estar na temperatura de $20\pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa do ar de $60\pm 5\%$. Sendo que os corpos de prova destinados aos ensaios de controle de compressão devem ser curados nas mesmas condições que os de aderência. Levando em consideração essas pertinentes preocupações referentes aos procedimentos de desmoldagem e cura dos ensaios de aderência, procedeu-se em avaliar como diferentes condições de desmoldagem e cura influenciam na resposta do método em três diferentes composições de concretos (T5, T14 e T22) testados aos 7 e 28 dias de idade. A Tabela 5.12 mostra as condições de cura e a quantidade de ensaios que foram testados.

Tabela 5.12 - Programa experimental para analisar as condições de desmoldagem e cura.

Idade ruptura (dias)	Condição	Descrições e Procedimentos dos tipos de cura	Tempo para Desmoldagem	Composições de concreto		
				T5	T14	T22
7	A	Cura em ambiente de laboratório armazenado longe dos intempéries	24h	5 cps	5 cps	5 cps
	B	Cura em câmara úmida - temperatura de $23\pm 2^\circ\text{C}$ - umidade relativa do ar superior a 95%	24h	5 cps	5 cps	5 cps
			72h	5 cps	5 cps	5 cps
C	Cura em solução saturada de hidróxido de cálcio - temperatura de $23\pm 2^\circ\text{C}$	24h	5 cps	5 cps	5 cps	
28	B	Cura em câmara úmida - temperatura de $23\pm 2^\circ\text{C}$ - umidade relativa do ar superior a 95%	24h	5 cps	5 cps	5 cps
	C	Cura em solução saturada de hidróxido de cálcio - temperatura de $23\pm 2^\circ\text{C}$	24h	5 cps	5 cps	5 cps

A Tabela 5.13 mostra os resultados obtidos da comparação entre as condições de desmoldagem e cura. Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA) com nível de confiança de 95%, como mostra a Figura 5.35. A análise estatística mostrou que o tipo de cura não alterou significativamente a tensão de aderência obtida no ensaio tipo push-in para os 3 tipos de cura aos 7 dias com T5, T14 e T22.

Tabela 5.13 - Resultados da análise das condições de desmoldagem e cura.

Idade (dias)	Composição	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa) para cada Condição de cura, estocagem e desmoldagem			
			A	B		C
			24 h	24 h	72h	24h
07	T5	44,5±2,2	22,0±2,1	23,2±1,7	23,1±1,9	21,9±2,1
	T14	29,7±1,5	15,6±1,1	16,0±0,9	15,6±0,6	16,4±0,8
	T22	20,2±1,1	10,8±1,0	10,4±0,9	10,2±0,8	11,0±0,9
28	T5	54,0±1,4	-	28,2±2,1	-	28,0±1,8
	T14	34,9±0,8	-	19,9±1,3	-	19,1±1,2
	T22	24,8±0,7	-	12,1±0,8	-	12,6±1,4

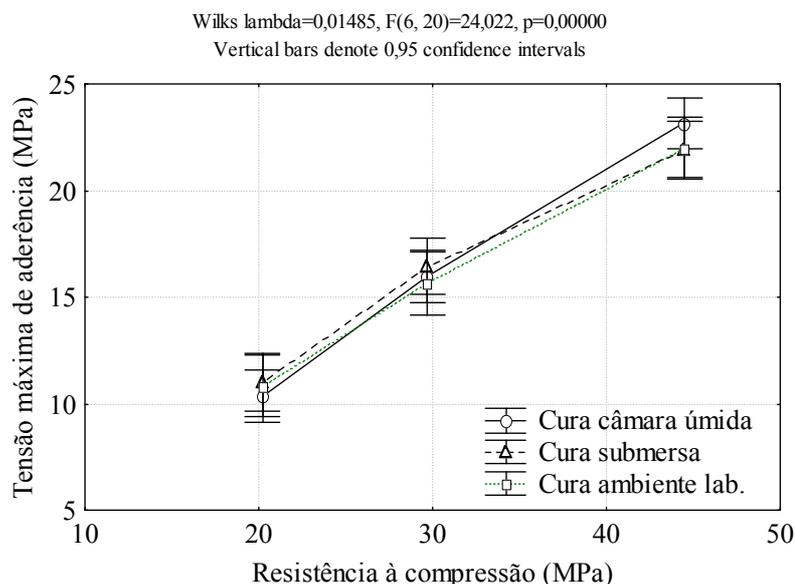


Figura 5.35 - Resultados da análise das condições de cura A, B e C aos 7 dias.

A Figura 5.36 mostra outra análise ANOVA realizada para os procedimentos B e C, onde se observa que também não houve diferenças significativas entre os tipos de cura aos 7 e 28 dias de cura, nota-se apenas o incremento da tensão de aderência acompanhando a resistência à compressão dos 7 para os 28 dias, fato indicado no $p\text{-value}=0,0119$.

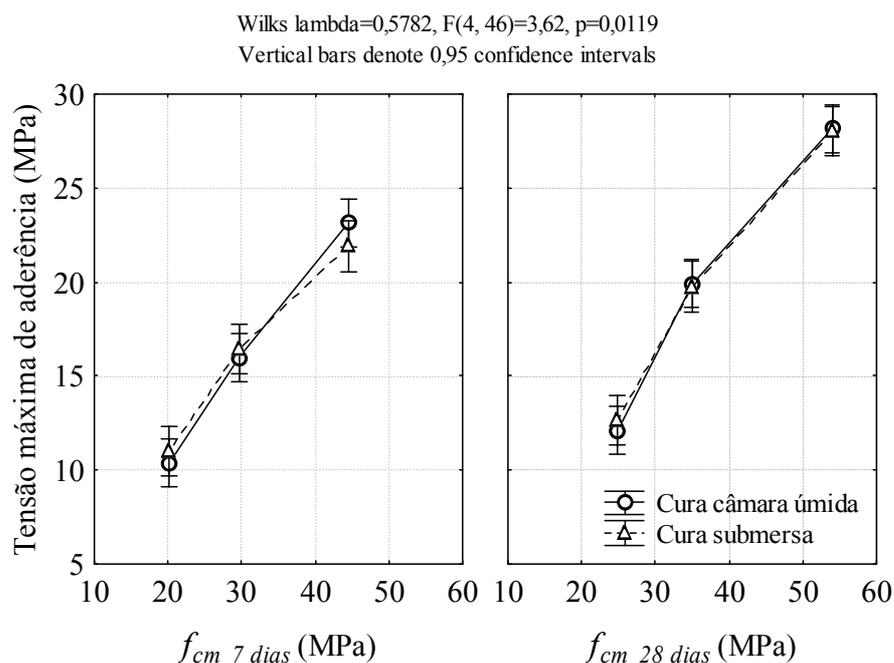


Figura 5.36 - Resultados da análise das condições de cura tipo B e C aos 7 e 28 dias.

A Figura 5.37 apresenta a análise de variância (ANOVA) com nível de confiança de 95% para os dados de tempo de desmoldagem. A análise estatística mostrou que o tempo de desmoldagem não alterou significativamente a tensão de aderência obtida no ensaio tipo push-in para as 3 composições testadas (T5, T14 e T22).

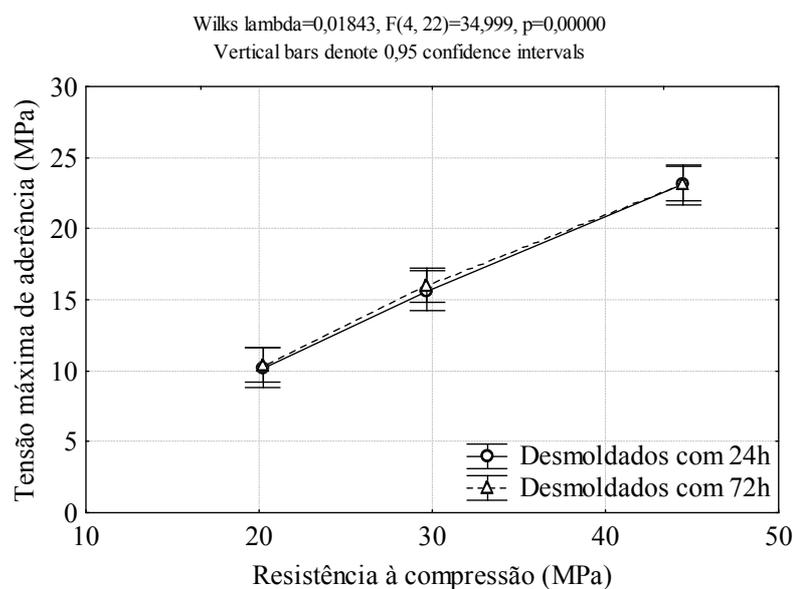


Figura 5.37 - Análise das condições de desmoldagem com 24h e 72h.

Para o melhor entendimento e resumindo os itens anteriores, a Figura 5.38 ilustra as variáveis estudadas para a mesma composição de concreto e a quantidade final de corpos de prova por cada combinação de fatores analisadas nos itens anteriores.

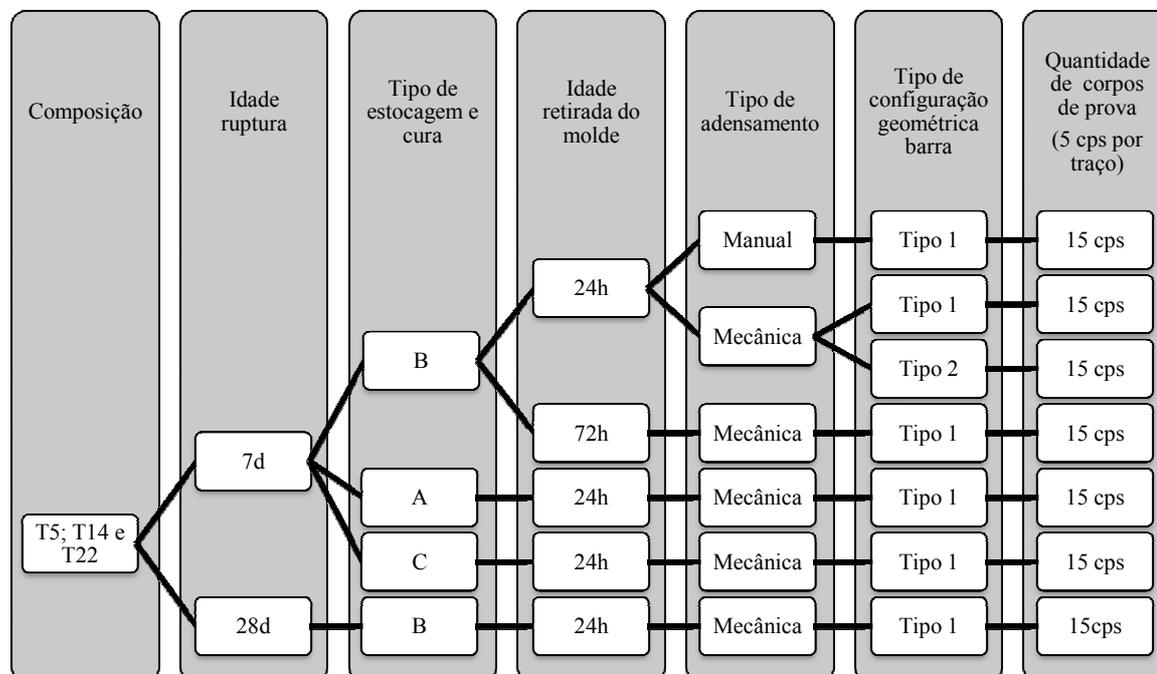


Figura 5.38 - Diagrama de blocos resumindo os parâmetros testados com as composições de concreto T5, T14 e T22.

5.4 ANÁLISE DE PARÂMETROS INERENTES À EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA.

Após a realização de estudos sobre os procedimentos de preparação, moldagem e cura dos corpos de prova no item 5.3, este item abordará sobre a execução dos ensaios de aderência. A idade de ruptura, velocidade de carregamento e tipo de ruptura são alguns dos fatores que podem influenciar nos resultados do método. Assim procurou-se estabelecer e testar procedimentos de execução para o método de ensaio.

A princípio procurou-se estabelecer parâmetros para o ensaio de aderência similares aos do ensaio de compressão, que tem suas diretrizes normalizadas pela ABNT NBR 5739:2007. As idades de ruptura devem ser: 24 h, 3 dias, 7 dias, 28 dias, 63 dias e 91 dias com as respectivas tolerâncias de tempo, a velocidade de carregamento deve ficar entre 0,3 a 0,6 MPa/s e o tipo de ruptura deve ser anotado no relatório de resultados, assim como a eventual verificação estatística do desempenho do ensaio. Além disso, a máquina de ensaio deve atender aos

valores máximos admissíveis determinados pela ABNT NBR NM ISO 7500-1, que a classifica em classe 1 e 2 de acordo com sua precisão.

5.4.1 Idade de ruptura

A idade de ruptura influencia nos resultados das resistências mecânicas do concreto e conseqüentemente na resistência de aderência aço-concreto. O trabalho de Silva (2010), mostrou que a idade de ruptura tem influência significativa nos resultados de tensão de aderência aço-concreto, onde se constatou que os ensaios de aderência poderiam ser realizados aos 7 dias com uma boa estimativa da resistência à compressão. Essa verificação é de extrema importância em canteiro de obras, pois aos 7 dias já se tem uma estimativa da resistência do concreto, antecipando e aumentando os suportes para as tomadas de decisões referentes a problemas de concretos não conformes.

Neste item verifica-se a contribuição da idade de ruptura na resposta da resistência de aderência aço-concreto, a partir dos resultados obtidos dos ensaios tipo push-in com as composições T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8, T9, T12, T13, T14, T15, T16, T17, T18, T21 e T22. Todas essas composições de concreto foram avaliadas aos 7 e 28 dias, e para verificar a influência nas primeiras idades testou-se a composição T4 aos 3, 4, 5, 6, 7 e 28 dias e a T2 aos 3, 7 e 28 dias. Outro fator importante é a tolerância de tempo permitida para a cada idade de ruptura. A Figura 5.39 ilustra as tolerâncias permitidas segundo a ABNT NBR 5739:2007 para os ensaios de compressão. Procurou-se estabelecer parâmetros similares aos ensaios de compressão para os ensaios de aderência, a fim de garantir a uniformidade nos resultados.

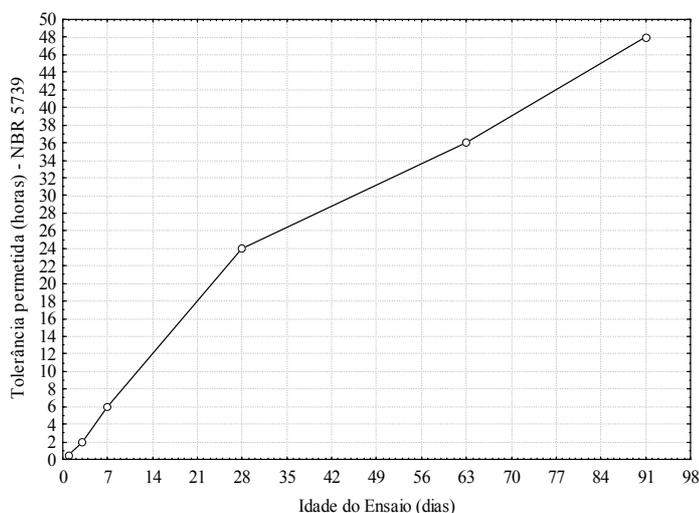


Figura 5.39 - Tolerâncias permitidas de acordo com as idades dos ensaios - ABNT NBR 5739:2007.

Na Tabela 5.14 estão apresentados os resultados de tensão máxima de aderência e resistência à compressão para as composições mostradas no item 4.1 para análise da idade de ruptura, juntamente com o desvio padrão (D.P.) e o tipo de ruptura observado.

Tabela 5.14 - Resultados para análise da idade de ruptura aos 7 e 28 dias.

Composição	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa) Push-in	Tipo de ruptura por deslizamento (%)
T1	7	111,0±2,0	65,2±2,0	0
	28	137,3±1,7	64,5±2,0	0
T3	7	74,0±1,7	37,7±3,0	100
	28	83,4±1,7	54,7±2,8	0
T5	7	44,5±2,2	23,2±1,7	100
	28	54,0±1,4	28,2±1,7	100
T6	7	43,6±1,0	22,4±1,4	100
	28	49,8±1,1	27,6±1,7	100
T7	7	45,7±1,4	23,1±0,8	100
	28	51,8±1,7	21,9±1,2	100
T8	7	37,5±0,6	20,0±2,2	100
	28	44,5±0,5	22,7±1,4	100
T9	7	32,6±0,7	19,9±1,7	100
	28	40,4±0,7	21,5±1,7	100
T12	7	17,5±1,2	11,0±1,1	100
	28	29,2±1,8	16,6±1,6	100
T13	7	9,9±0,4	5,8±0,6	100
	28	15,0±0,6	8,6±0,5	100
T14	7	29,7±1,5	16,0±0,9	100
	28	34,9±0,8	19,9±1,3	100
T15	7	28,1±0,6	15,6±1,3	100
	28	35,1±0,7	18,4±2,3	100
T16	7	25,7±0,8	12,7±1,1	100
	28	29,1±0,6	16,0±1,4	100
T17	7	37,9±0,3	15,1±2,0	100
	28	43,5±0,6	20,8±1,9	100
T18	7	28,5±0,3	13,0±0,5	100
	28	33,9±1,5	14,7±0,8	100
T21	7	21,1±0,5	11,3±1,4	100
	28	25,8±0,9	15,0±1,6	100
T22	7	20,2±1,1	10,4±0,9	100
	28	24,8±0,7	12,1±0,8	100

A Figura 5.40 mostra os resultados médios, apresentados na Tabela 5.13, de tensão máxima de aderência e resistência à compressão do concreto aos 7 e 28 dias. A Figura 5.41 mostra uma regressão linear entre a resistência à compressão e a tensão máxima de aderência para os

ensaios onde foi observado o deslizamento do aço em relação ao concreto. A estimativa foi realizada aos 7 e 28 dias para verificar a influência da idade.

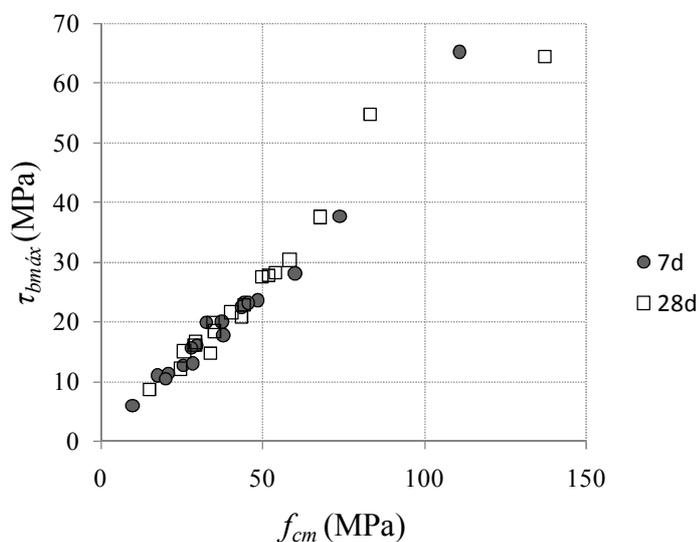


Figura 5.40 - Resultados dos ensaios de aderência aos 7 e 28 dias.

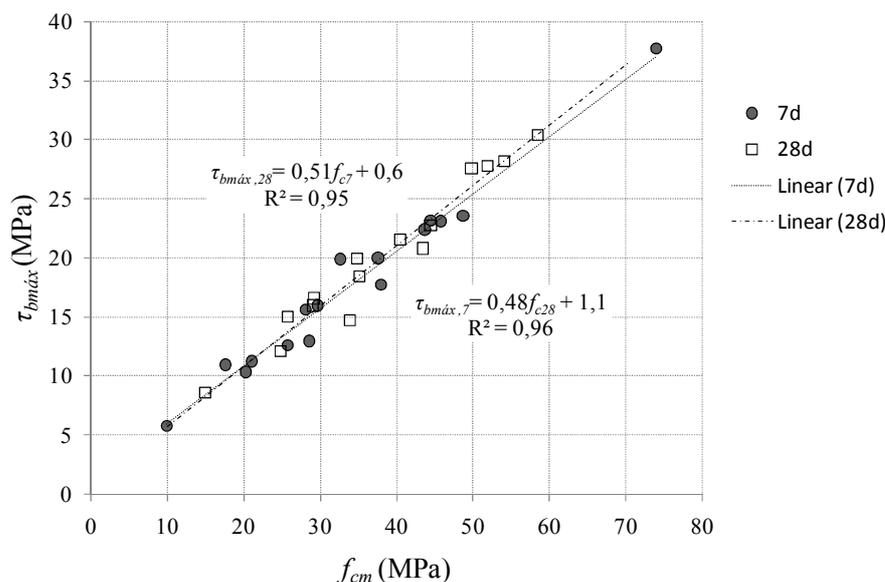


Figura 5.41 - Resultados dos ensaios de aderência com deslizamento aos 7 e 28 dias e regressões lineares para os resultados de deslizamento.

A Figura 5.42 apresenta a relação entre a resistência de aderência obtida aos 7 dias e aos 28 dias. Observa-se que a relação para o CPV é 1,22 e para o CPIV é 1,48. Mostrando que o aumento da resistência de aderência é similar ao aumento da resistência à compressão. A Figura 5.43 mostra essa mesma relação para o incremento da resistência de aderência e a Figura 5.44 mostra a relação para o incremento da resistência à compressão.

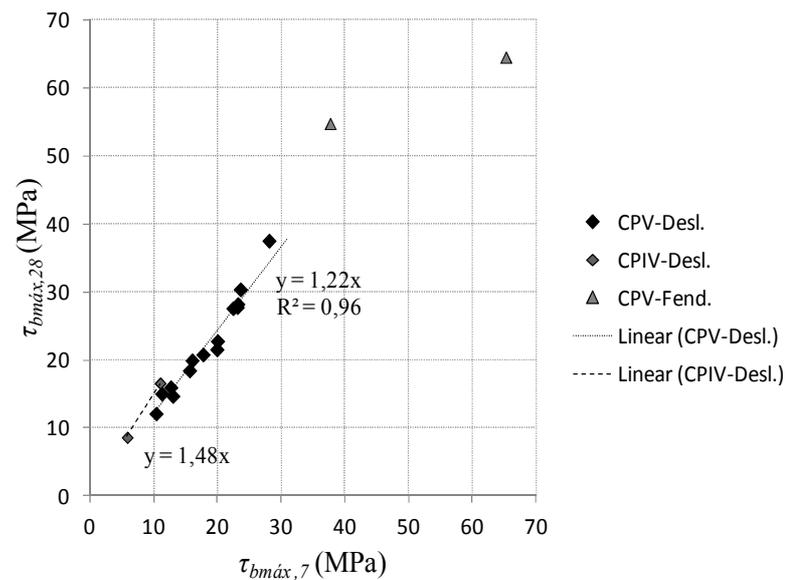


Figura 5.42 – Relação entre os resultados de aderência com deslizamento aos 7 e 28 dias para os tipos de cimento.

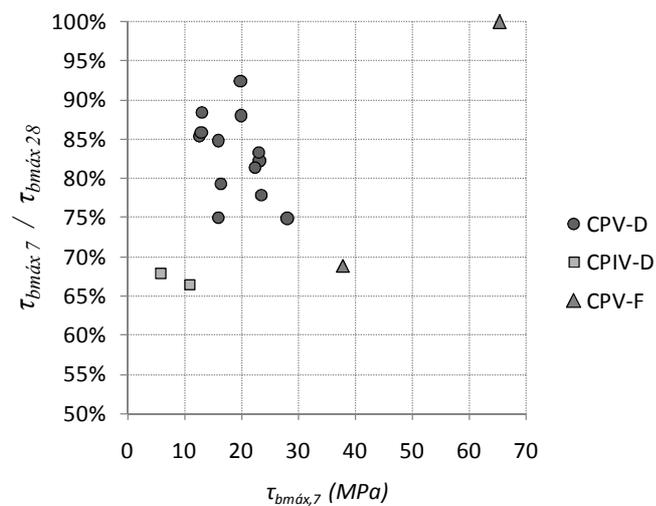


Figura 5.43 - Relação entre os resultados de aderência aos 7 e 28 dias para os tipos de cimento com o aumento da resistência de aderência.

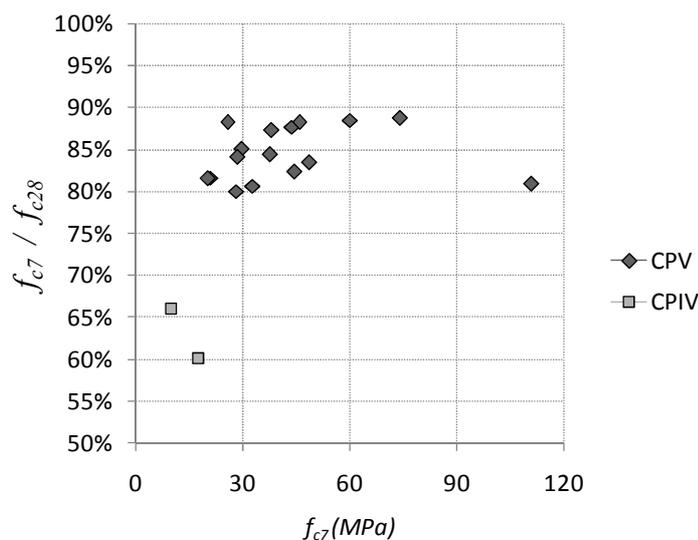


Figura 5.44 - Relação entre os resultados de resistência à compressão aos 7 e 28 dias para os tipos de cimento com o aumento da resistência à compressão.

Para o estudo nas primeiras idades testou-se a composição T4 aos 3, 4, 5, 6, 7 e 28 dias e a T2 aos 3, 7 e 28 dias. A Tabela 5.15 mostra os resultados obtidos e a Figura 5.45 mostra que independentemente da idade os resultados se ajustam na curva de correlação entre a tensão de aderência e a resistência à compressão do concreto.

Tabela 5.15 - Resultados para análise da idade de ruptura de 3 a 28 dias.

Composição	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa) Push-in	Tipo de ruptura por deslizamento (%)
T2	3	56,2±1,3	25,7±1,2	100
	7	60,1±1,4	28,1±2,1	100
	28	67,9±1,5	37,5±2,5	50
T4	3	39,2±1,2	21,1±1,4	100
	4	42,4±1,6	21,7±0,4	100
	5	42,9±0,1	22,1±0,7	100
	6	45,6±0,6	22,9±0,1	100
	7	48,7±1,4	23,6±0,5	100
	28	58,4±1,2	30,3±0,9	100

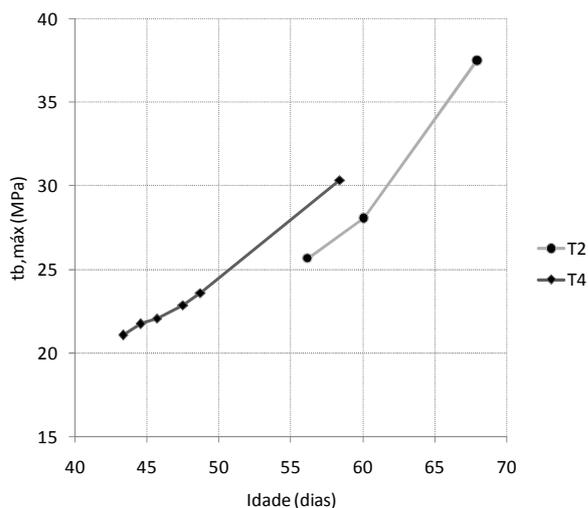


Figura 5.45 - Relação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão para idades diferentes.

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 5.46 e Tabela 5.16. Essa análise mostrou que as composições T1, T9, T13, T18 e T22 forneceram valores estatisticamente iguais aos 7 e 28 dias. Porém o restante forneceu valores estatisticamente diferentes aos 7 e 28 dias, com um nível de confiança de 95%. Estes resultados reforçam a idéia de realizar o método aos 7 dias, pois nesta idade já se tem um valor que se pode correlacionar satisfatoriamente com a resistência à compressão.

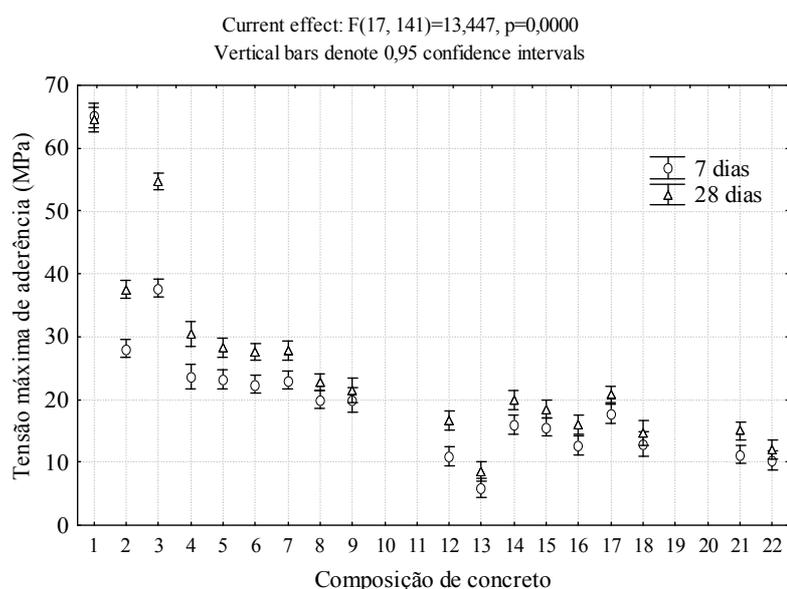


Figura 5.46 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das idades de ruptura aos 7 e 28 dias.

Tabela 5.16 – Detalhes da análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das idades de ruptura aos 7 e 28 dias.

Variáveis	Graus de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	Fc	Pr>Fc
Composição	17	1553,12	26403,03	525,92	0,00
Idade	1	822,14	822,14	278,40	0,00
Composição*Idade	17	39,71	675,10	13,45	0,00
erro	141	2,95	416,39		

Realizou-se um teste nas primeiras idades (3, 4, 5, 6, 7 e 28 dias), para verificar a variação do método. Nota-se na Figura 5.47 que a tensão de aderência se manteve crescente similar e proporcional ao acréscimo da resistência à compressão, como mostra a Figura 5.48.

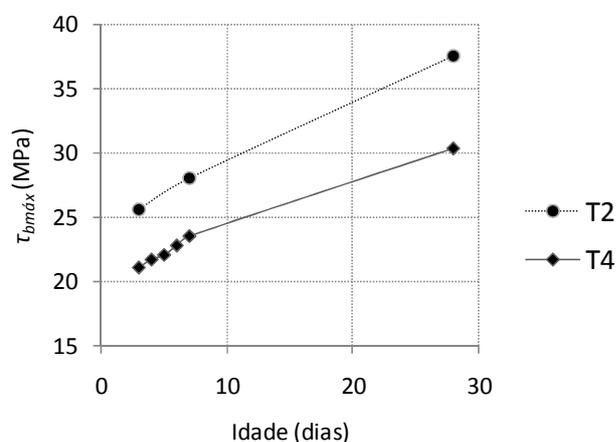


Figura 5.47 - Análise das primeiras idades com T2 e T4 com $t_b, máx$.

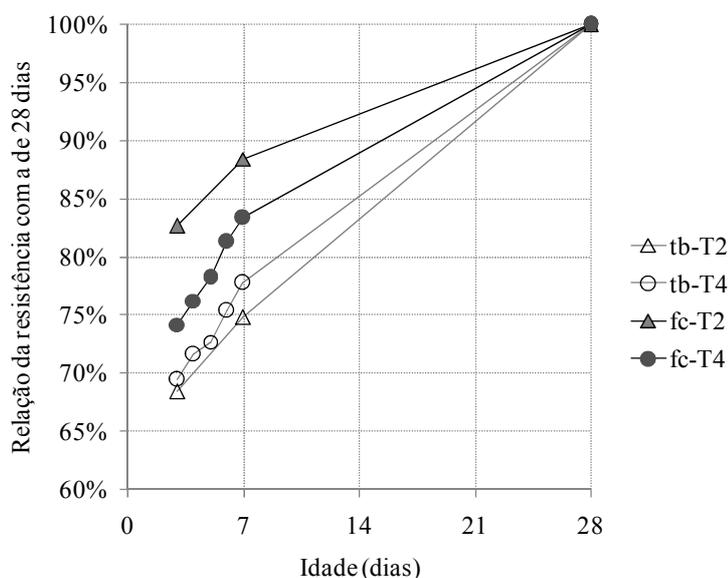


Figura 5.48 - Análise das primeiras idades com T2 e T4 e f_c e $t_b, máx$.

Deste modo podemos destacar como uma vantagem do método proposto à redução do tempo recomendado para realização do ensaio (de 28 para 7 dias) e a possibilidade de aferição não só da resistência em idades menores, mas também do comportamento de aderência aço-concreto e aumentar a capacidade do controle de qualidade em idades menores.

5.4.2 Taxa de carregamento

Outro fator que merece atenção é a velocidade de carregamento durante o ensaio de aderência. A recomendação da RILEM (1983) é de realizar o ensaio pull-out a velocidade (V) constante de acordo com a Equação 4.1, onde \emptyset é diâmetro da barra de aço em milímetros e a velocidade (V) em N/s. Para uma barra com $\emptyset=8$ mm a velocidade de carregamento seria de 32N/s ou 1,92 kN/min e levando em consideração um comprimento de ancoragem de $5\emptyset$ a velocidade seria de 0,032 MPa/s.

$$V = 0,5 \emptyset^2 \quad \text{Equação 4.1}$$

A recomendação da ASTM C234:1991 para os ensaios tipo pull-out é de manter a velocidade constante não superior a 22 kN/min ou em caso de controle por deslocamento não superior a 1,27 mm/min. Para uma barra com $\emptyset=8$ mm e levando em consideração um comprimento de ancoragem de $5\emptyset$ a velocidade de carregamento máxima seria de 0,365 MPa/s. Em contrapartida a velocidade de carregamento no ensaio de compressão pode ficar dentro da faixa de 0,3 a 0,6 MPa/s de acordo com a ABNT NBR 5739:2007.

Com intuito de testar o impacto que a velocidade de carregamento exerce na determinação da tensão de aderência, foram utilizados 4 diferentes velocidades de carregamento para o ensaio push-in, como mostra a Tabela 5.17. A primeira velocidade é da própria recomendação da RILEM, a segunda velocidade é 3 vezes este valor, a terceira é 9 vezes e a quarta é 27 vezes.

Tabela 5.17 - Descrição das velocidades de carregamento utilizadas nos testes tipo push-in.

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

Identificação Velocidades de Carregamento	Descrição	Velocidade de Carregamento		Tempo de Ensaio	
		V (kN/min)	V (MPa/s)	$\tau_{b,max} =$ 10 MPa	$\tau_{b,max} =$ 40 MPa
V0	(1/3)xV1	0,64	0,011	15,6 min	1,04 h
V1	Pull-out RILEM:1983	1,92	0,032	5,2 min	20,8 min
V2	3xV1	5,76	0,095	1,7 min	6,9 min
V3	9xV1	17,28	0,286	34,7 s	2,3 min
V4	27xV1	51,84	0,859	11,6 s	46,3 s
V5	81xV1	155,52	2,592	3,9 s	15,4 s

O intuito de testar essas velocidades foi tentar estabelecer uma faixa onde o efeito de carregamento não afetasse a resposta do ensaio. A Figura 5.49, mostra um gráfico com diferentes velocidades de carregamento e os respectivos tempos de ensaios para diferentes resistências. Nota-se que quando o ensaio de aderência segue a velocidade recomendada pela RILEM, o tempo pode ser 13x superior aos ensaios padronizados de controle da resistência à compressão do concreto, fato não muito atrativo no meio técnico. Entretanto vale frisar que o método que será implementado no campo não haverá o controle da velocidade, em razão do acionamento manual do cilíndrico hidráulico, o que depende muito da destreza do operador. Portanto deste modo é essencial fixar limites de velocidades que os operadores de equipamentos com controle manual possam ter com base de comparação.

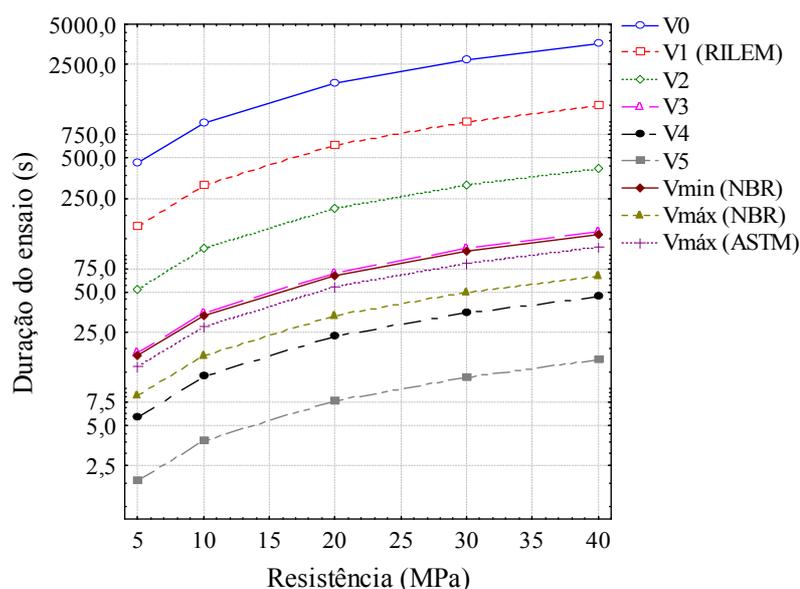


Figura 5.49 - Duração dos ensaios de aderência e de compressão para as distintas velocidades de carregamento de acordo com a resistência obtida.

A Tabela 5.18 apresenta a quantidade de corpos de prova para as respectivas composições T7 e T16 utilizadas para a análise da velocidade de carregamento e os resultados obtidos de tensão máxima de aderência, juntamente com o desvio padrão (D.P.). Vale salientar que em todos os ensaios foi observado o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto.

Tabela 5.18 - Composições de concreto, quantidade de corpos de prova e resultados da análise da influência da velocidade de carregamento no ensaio tipo push-in.

Identificação Velocidades de Carregamento	Quantidade de corpos de prova por composição de concreto		Resultados obtidos - $\tau_{b\text{máx}}$ (MPa)	
	T7	T16	T7	T16
V0=0,64 kN/min	5 cps	5 cps	21,8±1,7	13,1±1,2
V1=1,92 kN/min	5 cps	5 cps	23,1±0,8	12,7±1,1
V2=5,76 kN/min	5 cps	5 cps	22,1±1,0	13,8±1,4
V3=17,28 kN/min	5 cps	5 cps	21,7±1,2	13,1±1,3
V4=51,84 kN/min	5 cps	5 cps	22,9±1,4	13,8±1,0
V5=155,52 kN/min	5 cps	5 cps	23,2±1,0	14,8±0,9
Controle manual - Macaco hidráulico (MH)	5 cps	5 cps	21,9±1,6	14,9±1,0
Total	35 cps	35 cps	-	-

A Figura 5.50 mostra que houve uma pequena tendência de acréscimo na tensão máxima de aderência devido ao aumento da velocidade de carregamento, principalmente no T7 com resistência à compressão menor que o T16.

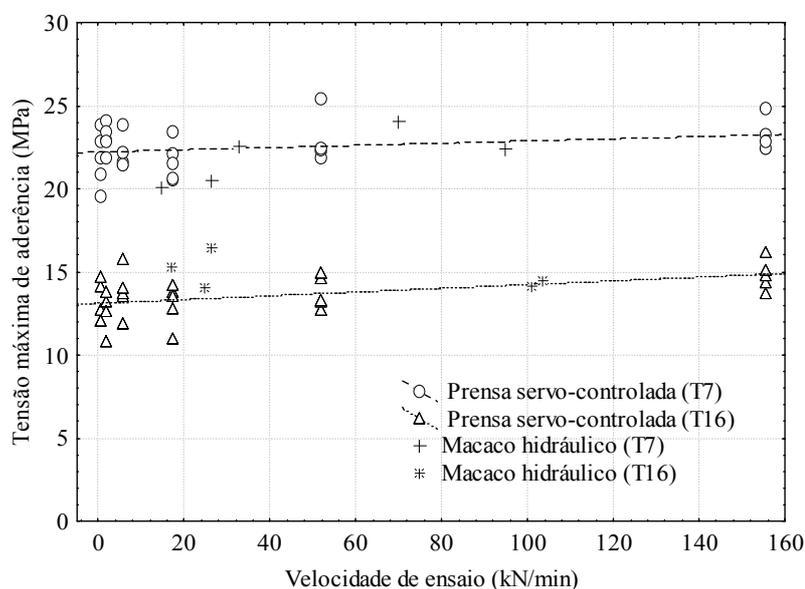


Figura 5.50 - Análise da velocidade de carregamento.

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 5.51 e Tabela 5.19. Essa análise mostrou que as composições apresentam valores de tensão máxima de aderência estatisticamente diferentes em algumas das velocidades testadas, com um nível de confiança de 95%. Porém com $Pr > F_c$ muito próximo de 5%, o que confirma que a velocidade de carregamento mais altas produzem valores mais altos de aderência.

Tabela 5.19 - Detalhes da análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das velocidades de carregamento.

Variáveis	Graus de Liberdade	Soma dos Quadrados	Médias Quadradas	Fc	Pr>Fc
Composição	1	1310,90	22859,29	888,06	0,00
Velocidade	6	19,24	1310,90	2,17	0,07
Composição*Velocidade	6	15,52	3,21	1,75	0,13
erro	56	82,66	2,59		

Estes resultados ajudarão a fixar um faixa de velocidade para o método, principalmente para os ensaios de campo, onde a velocidade não é controlada. Como conclusão, recomenda-se em

ensaios com macaco hidráulico que o ensaio ABT tenha pelo menos 60s de duração para garantir uma velocidade menor que 50 kN/min.

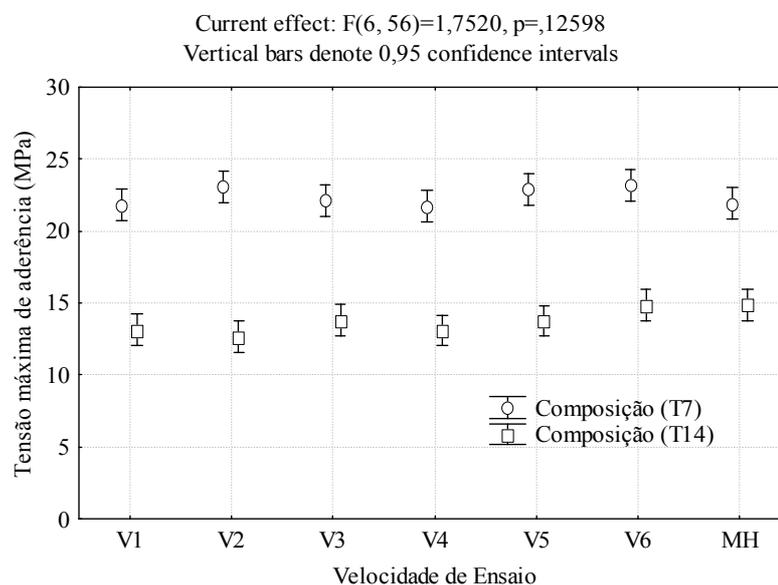


Figura 5.51 - Análise de variância aplicada nos resultados dos ensaios de análise das velocidades de carregamento.

5.4.3 Tipo de ruptura do corpo de prova

O ponto primordial para aplicação do método de ensaio é que ocorra sistematicamente a ruptura do corpo de prova por deslizamento da barra de aço em relação ao concreto. Para tanto durante a realização do ensaio deve-se verificar o tipo de ruptura. A Figura 5.52, 5.53 e 5.54 mostram os tipos de ruptura mais comuns de serem observados.



Figura 5.52- (a) Foto mostrando o tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço. (b) Outro exemplo mostrando o tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço no ensaio pull-out.

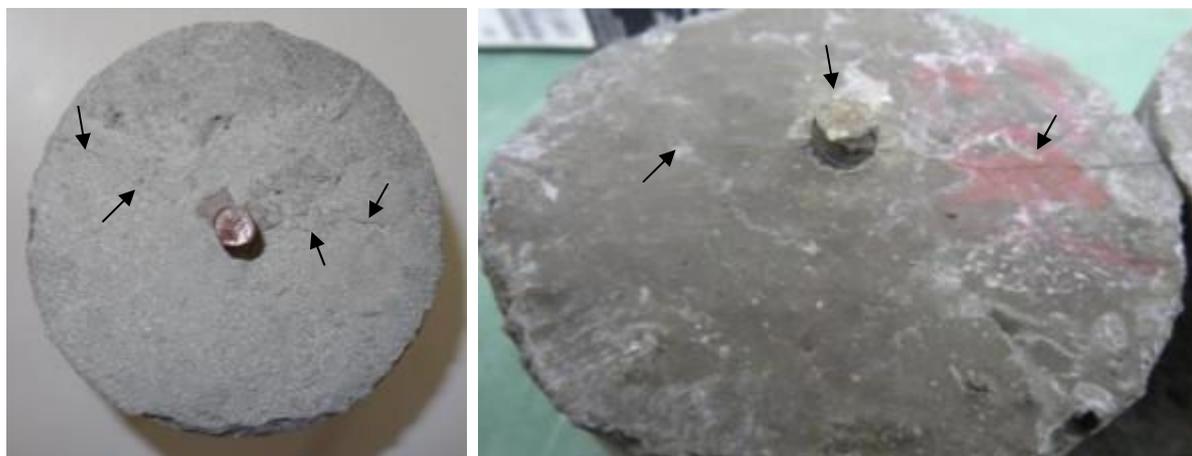


Figura 5.53 – (a) Foto mostrando o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto. (b) Foto mostrando o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto e deformação excessiva da barra de aço por compressão no ensaio tipo push-in.



Figura 5.54 - Foto mostrando o tipo de ruptura por ruptura do aço por tração no ensaio tipo pull-out.

Terminado o capítulo 5 que apresentou as investigações realizadas em laboratório, o próximo capítulo 6 apresentará os estudos realizados sobre a implementação do método em campo.

6 VERIFICAÇÃO DA AMPLITUDE MÉTODO "ABT" PROPOSTO

Neste capítulo será realizada uma análise da amplitude do método proposto, no que se refere à verificação de concretos não conformes e nas variáveis de implementação em campo.

6.1 ANÁLISE DE CONCRETOS NÃO CONFORMES NA RESPOSTA DO ENSAIO DE ADERÊNCIA.

A ideia deste item é investigar a potencialidade do método em constatar concretos não conformes. Assim aumentou-se a relação a/c de algumas composições com a proporção dos materiais constante para simular possíveis erros na concretagem. A Tabela 6.1, mostra as composições que foram testadas, o consumo de água, o abatimento de tronco de cone e a quantidade de corpos de prova. Os ensaios foram realizados aos 7 e 28 dias de idade.

Tabela 6.1 - Composições de concreto e quantidade de corpos de prova para verificar concretos não conformes.

Proporção 1:m	Composições de concreto	Consumo Água (kg/m ³)	Abatimento (cm)	Quantidade de corpos de prova por idade	
				7 dias	28 dias
4,0	T4	172,4	5,0	3 cps	3 cps
	T5	190,8	12,0	5 cps	5 cps
5,0	T6	179,8	12,0	6 cps	6 cps
	T7	173,5	10,0	5 cps	5 cps
6,0	T10	186,3	15,0	5 cps	-
	T11	204,1	20,0	5 cps	-
6,5	T15	182,1	6,0	6 cps	6 cps
	T16	199,1	21,0	5 cps	5 cps
7,0	T17	155,6	10,0	5 cps	6 cps
	T18	184,2	14,0	3 cps	3 cps
	T19	191,1	17,0	-	6 cps
8,0	T21	181,6	10,0	6 cps	6 cps
	T22	189,3	12,0	5 cps	5 cps

Na Tabela 6.2 estão apresentados os resultados de tensão máxima de aderência para os ensaios escolhidos no item 4.1 para análise de concretos não conformes, juntamente com o desvio padrão (D.P.). Em todos os ensaios foi observado o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto. A Figura 6.1 e a 6.2 mostram que a não conformidade do concreto foi detectada pela curva de correlação entre a tensão de aderência e a resistência à compressão do concreto, em todas as idades e composições de concreto.

Tabela 6.2 - Resultados para análise dos concretos não conformes.

Composições de concreto	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	Push-in $\tau_{b\max}$ (MPa)	Tipo de ruptura
T4	7	48,7±1,4	23,6±0,5	100% - D
	28	58,4±1,2	30,3±0,9	100% - D
T5	7	44,5±2,2	23,2±1,7	100% - D
	28	54,0±1,4	28,2±2,1	100% - D
T6	7	43,6±1,0	22,4±1,4	100% - D
	28	49,8±1,1	27,6±1,7	100% - D
T7	7	45,7±1,4	23,1±0,8	100% - D
	28	51,8±1,7	27,7±1,7	100% - D
T10	7	23,5±0,9	15,2±1,7	100% - D
T11	7	32,1±1,4	18,9±1,9	100% - D
T15	7	28,1±0,6	15,6±1,3	100% - D
	28	35,1±0,7	18,4±2,3	100% - D
T16	7	25,7±0,8	12,7±1,1	100% - D
	28	29,1±0,6	16,0±1,4	100% - D
T17	7	37,9±0,3	17,7±1,1	100% - D
	28	43,5±0,6	20,8±1,9	100% - D
T18	7	28,5±0,3	13,0±0,5	100% - D
	28	33,9±1,3	14,7±0,8	100% - D
T19	28	22,7±1,1	12,8±1,2	100% - D
T21	7	21,1±0,5	11,3±1,4	100% - D
	28	25,8±0,9	15,0±1,6	100% - D
T22	7	20,2±1,1	10,4±0,9	100% - D
	28	24,8±0,7	12,1±0,8	100% - D

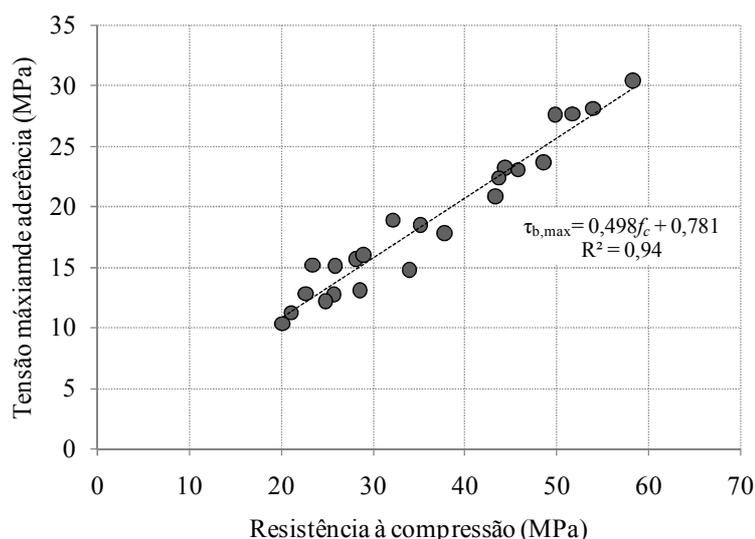


Figura 6.1 - Resultados gerais da Tabela 6.2.

Como se observa na Figura 6.2, a não conformidade do concreto foi detectada pela curva de correlação entre a tensão de aderência e a resistência à compressão do concreto, em todas as

idades e composições de concreto. Pois em todos os casos, sempre houve um decréscimo da tensão de aderência com o aumento da relação água/cimento.

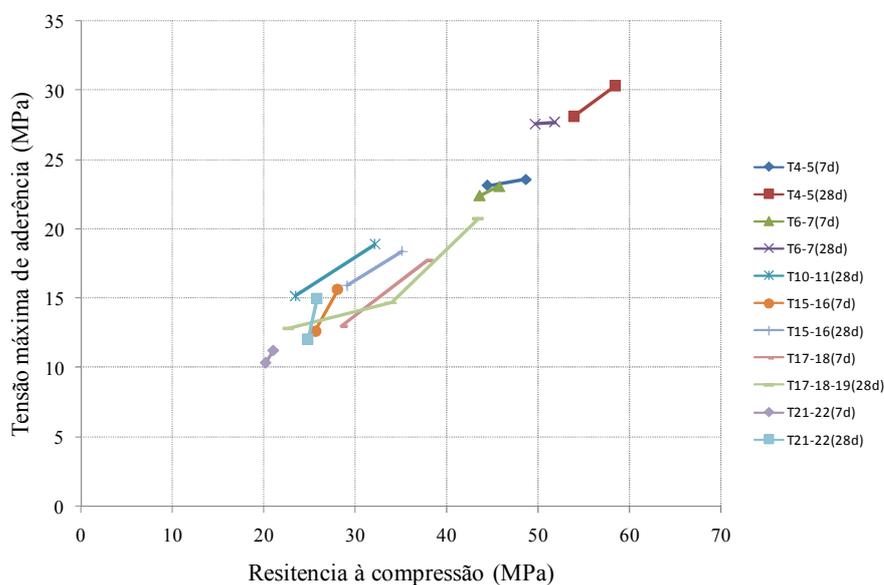


Figura 6.2 - Resultados aos 7 e 28 dias para cada composição de concreto da análise da não conformidade dos concretos.

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 6.3. Essa análise mostrou que os valores de tensão máxima de aderência são estatisticamente diferentes quando se compara as mesmas composições com aumento da relação a/c, ou seja, quando o concreto se torna não conforme. Estes resultados mostram que o método é eficaz em detectar concretos não conformes, logo aos 7 dias. Outro fator observado foi que composições com relação a/c maiores aumentaram menos a tensão de aderência dos 7 para 28 dias. Fato provavelmente ligado ao aumento da porosidade com o aumento da relação a/c e conseqüentemente redução da aderência. A priori, o tipo de cimento (CPV-ARI e CPIV) não apresentou diferenças significativas nos resultados de tensão de aderência, permanecendo a resistência à compressão do concreto como o fator de maior influência na aderência. Porém como foram testados apenas dois traços (T10 e T11), ocorre à necessidade de mais exemplares para fortalecer essa conclusão.

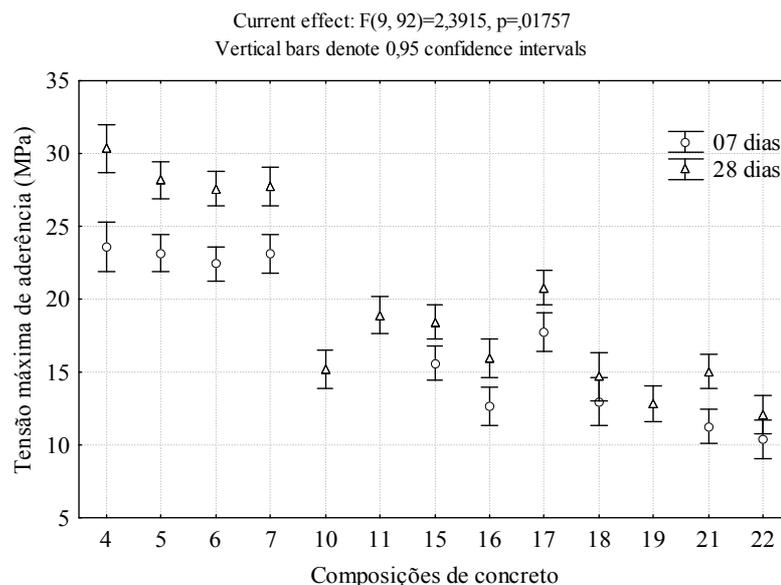


Figura 6.3 - Análise de variância aplicada nos resultados da análise da não conformidade dos concretos.

6.2 IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO EM CANTEIRO DE OBRAS.

O objetivo deste item é testar a metodologia em campo. Foram escolhidos 4 canteiros de obras com concretos similares, desde o tipo de cimento, teor de argamassa e tipos de agregado. O intuito foi testar a abrangência da curva de correlação, além de verificar as dificuldades e detalhes da implementação e aceitabilidade do meio técnico no canteiro de obras.

Após todo o estudo realizado nos capítulos 4 e 5, este item propõe um modelo que visa a melhor aplicabilidade do método em campo. A partir das possibilidades, mostradas na Tabela 4.5, para o método de ensaio fixou-se a metodologia para o ABT no ensaio tipo push-in. Primeiramente o molde escolhido devido ser amplamente utilizado em canteiro de obras convencionais. O comprimento de ancoragem e relação c/\varnothing foram escolhidos para haver o deslizamento da barra de aço, como detalhado no item 3.2.5. O sentido da concretagem foi devido à vertical superior ser mais prática para o tipo de molde escolhido, como explicado no item 3.2.3. O adensamento manual foi escolhido por ser mais aplicado em canteiro de obras e como mostram os resultados do item 5.3.3, não ocorrem diferenças significativas entre os resultados obtidos com adensamento manual e mecânico. A quantidade mínima de 2 corpos de prova para constituir um exemplar foi baseado nos preceitos da ABNT NBR 12655:2006. A configuração geométrica das barras de aço escolhidas foi a Tipo 1 (Tabela 5.3), por ser

mais comumente encontrada em canteiros de obras, outro detalhe é que as obras escolhidas necessariamente usavam a mesma configuração de barra e mesmo fabricante. O diâmetro das barras foi de 8,0 mm e sem oxidação superficial. A abrangência do método é para concretos de até 70 MPa aos 7 dias, como mostra os resultados do item 5.1. Todas as obras escolhidas possuíam concretos do grupo 1 ($f_c \leq 50$ MPa). A dimensão máxima característica dos agregados foi de 19,0 mm, para todas as obras. A desmoldagem dos corpos de prova de aderência foi após 24h e a cura foi em solução de hidróxido de cálcio, por ser a maneira mais utilizada no controle tradicional e como mostra o item 5.3.4, não ocorrem diferenças significativas entre os resultados obtidos com os diferentes procedimentos de cura e tempo de desmoldagem até os 7 dias.

O tipo de carregamento é o push-in e o ensaio de aderência é controlado manualmente com um macaco hidráulico. Para facilitar a implementação do ensaio em campo fabricou-se um mini-pórtico portátil com um cilindro hidráulico com acionamento manual (capacidade máxima de 120 kN) para aplicação da carga (Figura 6.4).

Para o monitoramento existem duas possibilidades, a primeira requer apenas uso de uma célula de carga (com capacidade de leitura equivalente a carga do cilindro hidráulico), ligada a um painel elétrico com visor para a carga (Figura 6.4(a) e (b)), esse dispositivo torna possível implementar o ensaio em campo de forma rápida e eficaz. Outra opção é utilizar a célula de carga juntamente com um transdutor de deslocamento (LVDT) para medir os deslizamentos relativos entre o aço e concreto, os dois são ligados através de um sistema de aquisição de dados, e com este sistema é possível obter curvas de força versus deslizamento da barra (Figura 6.4 (c e d)).

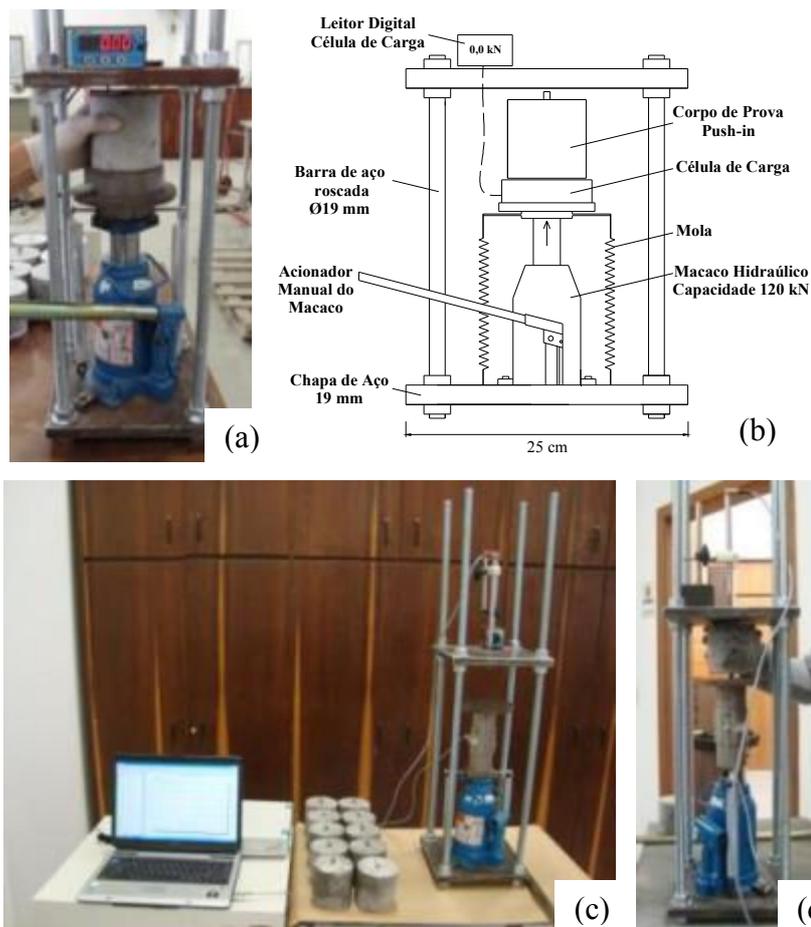


Figura 6.4 - (a) Foto do esquema de ensaio simplificado, com monitoramento apenas da força com uso de célula de carga ligada a um painel elétrico.(b) Esquema do ensaio simplificado. (c) Foto geral do esquema de ensaio com monitoramento do deslocamento com uso de LVDT e força com uso de célula de carga, ambos ligados em um equipamento de aquisição de dados; (d) Foto lateral do esquema mencionado em (b).

Obviamente a segunda opção é mais trabalhosa e requer maiores habilidades dos operadores, porém fornece resultados complementares sobre o ensaio. Porém como o principal objetivo do método é obter a máxima força necessária para retirar a barra do concreto, acredita-se que a primeira possibilidade é suficiente para aplicação do ensaio tipo push-in em campo com eficiência. E por fim, os resultados utilizados na curva de correlação são os que apresentam o tipo de ruptura por deslizamento. A Tabela 6.3 apresenta um quadro resumo dos parâmetros escolhidos para o método.

Tabela 6.3 - Parâmetros para implementação do método em campo.

Parâmetros do Método de Ensaio			Modelo Proposto (ABT / Push-in)
Molde	1	Material constituinte do molde para o corpo de prova	(a) Metálico e (b) fibra de náilon.
	2	Formato do molde para o corpo de prova	(a) Cilíndrico.
Preparação e moldagem	3	Comprimento de ancoragem (l_e)	5 \emptyset
	4	Relação do cobrimento de concreto ao redor da barra de aço (c/\emptyset)	5,75
	5	Disposição da barra na hora do lançamento do concreto	(b) Vertical superior.
	6	Adensamento do concreto no molde	(b) Manual com haste metálica.
	7	Quantidade de corpos de prova	≥ 2 corpos de prova por exemplar ≥ 6 corpos de prova por amostragem
Barras de Aço	8	Tipo de configuração geométrica das nervuras das barras CA-50	Tipo 1 (Tabela 5.3)
	9	Diâmetro da barra de aço CA-50	(a) $\emptyset=8$ mm
	10	Estado em que se encontra a superfície da barra	(a) Sem oxidação superficial.
Concreto	11	Resistência à compressão do concreto	Grupo 1: $f_c \leq 50$ MPa Grupo 2: $50 < f_c \leq 70$ MPa ABNT NBR 8953:2011
	12	Dimensão máxima característica dos agregados	4x menor que a dimensão mínima do molde.
Desmoldagem, Cura, e Estocagem	13	Tempo para desmoldagem	24h
	14	Cura e estocagem dos corpos de prova	(c) Solução saturada de hidróxido de cálcio com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$.
Execução	15	Idade de ruptura	7 e 28 dias
	16	Tipo de carregamento	(b) Push-in.
	17	Taxa de carregamento	Velocidade com controle manual. Ensaio não inferior a 60s
	18	Tipo de ruptura	(a) Deslizamento.

Em todos os casos, que serão descritos a seguir, a amostra de concreto para os corpos de prova de aderência foi retirada entre 15% a 85% da descarga de cada caminhão, o mesmo padrão utilizado para os corpos de prova de compressão. Após a moldagem os corpos de prova foram armazenados em lugar protegido das intempéries e após 24h desmoldados e curados em solução de hidróxido de cálcio até a data dos respectivos ensaios com utilização do mini-pórtico mostrado anteriormente.

As obras foram escolhidas em razão da utilização de composições de concreto distintas das testadas em laboratório, desde o tipo de cimento até o uso de agregados compostos. Com isso espera-se ter uma ideia da capacidade da curva de correlação em estimar a resistência de concretos com características distintas.

6.2.1 Canteiro de Obra 1

No primeiro canteiro foi realizado o controle total em 8 caminhões betoneira com 8 m^3 de concreto C30 cada, destinados a uma laje nervurada de um edifício residencial. A Figura 6.5 (a) e (b) mostram um panorama geral da obra e lançamento do concreto na laje, respectivamente.



Figura 6.5 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra 1; (b) Foto mostrando o detalhe do lançamento e adensamento do concreto na laje.

O concreto utilizado foi composto por cimento CPIV-32 (marca VOTORANTIN), Areia natural média (dimensão máxima característica = 4,75 mm), Areia fina artificial, Brita 0 (dimensão máxima característica = 12,5 mm), Brita 1 (dimensão máxima = 19 mm) e aditivo plastificante polifuncional BF 30 (marca BASF). O traço unitário foi de 1:1,06:0,98:0,61:1,43, com relação a/c= 0,639. (Tabela 4.12).

Tabela 6.4- Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto - obra 1.

Material	Consumo (kg/m ³)
Cimento CP IV 32	322,0
Areia Natural	344,0
Areia Artificial	318,0
Brita 0	199,0
Brita 1	462,0
Basf BF 30 (0,4%)	1,288
Água	206,0

A Figura 6.6 (a), mostra o ensaio de abatimento de tronco de cone e a Figura 6.6(b) mostra os moldes preparados para moldagem e já moldados.



Figura 6.6 - (a) Foto mostrando o ensaio de abatimento de tronco de cone; (b) Foto mostrando os moldes preparados para moldagem e já moldados.

Para cada caminhão foram retirados 5 corpos de prova para os ensaios de aderência (3 cps para 7 dias e 2 cps para 28 dias) e 4 corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão, como mostra a Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Tempo, *slump* e amostragem por caminhão (obra 1).

Caminhões	Tempo de Lançamento do Concreto (min)	<i>Slump</i> (cm)	Amostragem Ensaio de Aderência		Amostragem Ensaio de Compressão	
			7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
1°	40	11,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
2°	35	12,5	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
3°	45	14,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
4°	38	13,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
5°	48	12,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
6°	26	12,5	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
7°	28	13,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
8°	30	13,5	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
-	-	Total	24 cps	16 cps	16 cps	16 cps

A Tabela 6.6 e a Figura 6.7 apresentam os resultados obtidos de tensão máxima de aderência e de resistência à compressão axial para todos os corpos de prova.

Tabela 6.6 - Resultados do canteiro de obras 1.

Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1	7	17,6	9,7	5	7	21,3	8,2
	7	18,3	8,7		7	20,5	9,5
	7	-	9,3		7	-	8,7
	28	29,0	15,6		28	35,7	14,8
	28	32,2	13,5		28	35,9	15,8
2	7	19,1	9,0	6	7	20,3	8,6
	7	19,0	7,3		7	19,5	9,2
	7	-	8,5		7	-	8,0
	28	37,9	15,0		28	32,7	13,7
	28	35,4	16,1		28	33,9	14,9
3	7	16,3	8,1	7	7	21,9	10,2
	7	15,4	7,0		7	21,6	9,6
	7	-	7,2		7	-	8,9
	28	28,2	13,1		28	35,0	14,5
	28	30,6	14,3		28	34,9	15,3
4	7	21,8	8,4	8	7	18,0	7,8
	7	21,9	10,8		7	18,6	8,3
	7	-	10,1		7	-	8,8
	28	38,9	17,9		28	30,7	13,5
	28	41,7	16,8		28	29,9	14,7

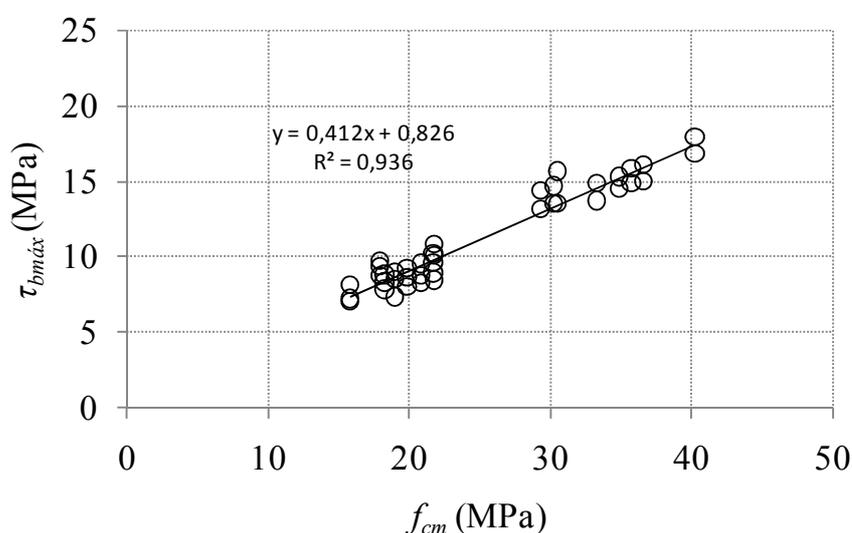


Figura 6.7 - Resultados gerais do canteiro de obras 1.

Nota-se na Figura 6.7 que a resistência de aderência seguiu a mesma proporção da resistência à compressão, inclusive a tendência de queda observada em ambas as resistências no caminhão 3 aos 7 e 28 dias. As Tabelas 6.7 e 6.8 apresentam os valores dos exemplares dos 8 caminhões para a resistência à compressão e de aderência. Como recomenda a ABNT NBR

12655:2006 o valor do exemplar trata-se do maior valor obtido nos corpos de prova da Tabela 5.9. Levando em consideração o segundo tipo de controle de qualidade do concreto recomendado pela ABNT NBR 12655:2006, em que são retiradas amostras de 100% das betonadas de concreto e não se tem limitação para a quantidade mínima de exemplares do lote, o valor da resistência característica estimada ($f_{ck,est}$) é dado pela Equação 2.11 para $n \leq 20$, ou seja, no caso em questão o $f_{ck,est} = f_l$, deste modo tem-se aos 7 dias um $f_{ck7,est} = 16,3$ MPa e aos 28 dias um $f_{ck,est} = 30,6$ MPa, o que classifica o concreto como C30, ficando este conforme com o projeto. Aplicando-se a mesma teoria para os ensaio de aderência temos que aos 7 dias a resistência característica de aderência é 8,1 MPa e aos 28 dias é de 14,3 MPa. Nota-se que aos 7 e 28 dias o menor valor entre f_c e $t_{bmáx}$ coincidiu com o mesmo caminhão, mostrando que o método ABT é capaz de detectar concretos com baixas resistências.

Tabela 6.7 - Exemplares de f_c e $t_{bmáx}$ dos caminhões aos 7 dias (obra 1).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1°	18,3	9,7	18,0	9,2
2°	19,1	9,0	19,1	8,2
3°	16,3	8,1	15,9	7,6
4°	21,9	10,8	21,9	9,6
5°	21,3	9,5	20,9	8,9
6°	20,3	9,2	19,9	8,6
7°	21,9	10,2	21,8	9,6
8°	18,6	8,8	18,3	8,3
-	$f_{ck7,est} = 16,3$	$\tau_{bk7,est} = 8,1$	$f_{cm7} = 19,4 \pm 2,1$	$\tau_{b,máx} = 8,7 \pm 0,7$

Tabela 6.8 - Exemplares de f_c e $t_{bmáx}$ dos caminhões aos 28 dias (obra 1).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1°	32,2	15,6	30,6	14,6
2°	37,9	16,1	36,7	15,5
3°	30,6	14,3	29,4	13,7
4°	41,7	17,9	40,3	17,4
5°	35,9	15,8	35,8	15,3
6°	32,7	14,9	33,3	14,3
7°	35,0	15,3	33,3	14,9
8°	30,7	14,7	30,3	14,3
-	$f_{ck,est} = 30,6$	$\tau_{bk,est} = 14,3$	$f_{cm7} = 33,7 \pm 3,7$	$\tau_{b,máx} = 15,0 \pm 1,1$

6.2.2 Canteiro de Obra 2

No segundo canteiro foi realizado o controle total em 2 caminhões betoneira com 8 m^3 de concreto C40 cada, destinados a uma rampa e a uma parte do piso térreo (garagem) de um edifício residencial. (Figura 6.8 (a) e (b))



Figura 6.8 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra estudada; (b) Foto mostrando a rampa da garagem que foi concretada e (c) Foto da concretagem dos corpos de prova.

O concreto utilizado foi composto por cimento CPIV-32 (marca VOTORANTIN), Areia natural média (dimensão máxima característica = 4,75 mm), Areia fina artificial, Brita 0 (dimensão máxima característica = 12,5 mm), Brita 1 (dimensão máxima = 19 mm), aditivo plastificante polifuncional BF 30 (marca BASF) e cinza volante. O traço unitário foi de 1:1,06:0,98:0,61:1,43, com relação a/agl. = 0,52 (Tabela 6.9). A Figura 6.9 mostra os moldes preparados para moldagem e já moldados.



Figura 6.9 -(a) e (b) Foto mostrando os moldes preparados para moldagem e já moldados.

Tabela 6.9- Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto (obra 2).

Material	Consumo (kg/m ³)
Cimento CP IV	278,0
Areia Natural	737,0
Brita 0	302,0
Brita 1	704,0
Aditivo Polifuncional	3,4
Água	186,0
Cinza Volante	76,0

Para cada caminhão foram retirados 6 corpos de prova para os ensaios de aderência e 6 corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão, como mostra a Tabela 6.10.

Tabela 6.10 - Tempo, *slump* e amostragem por caminhão (obra 2).

Caminhões	Tempo de Lançamento do concreto (min)	<i>Slump</i> (cm)	Amostragem Ensaio de Aderência		Amostragem Ensaio de Compressão	
			7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
1°	40	9,0	6 cps	6 cps	6 cps	6 cps
2°	45	12,0	6 cps	6 cps	6 cps	6 cps
Total	-	-	12 cps	12 cps	12 cps	12 cps

A Tabela 6.11 e a Figura 6.10 apresentam os resultados obtidos de tensão máxima de aderência e de resistência à compressão axial para todos os corpos de prova.

Tabela 6.11 - Resultados do canteiro de obras 2.

Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa)	Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa)
1	7	28,4	12,5	2	7	25,5	12,0
	7	27,0	12,0		7	26,0	11,9
	7	29,0	13,0		7	24,9	10,6
	28	49,1	20,8		28	45,3	18,1
	28	46,0	20,2		28	44,9	19,5
	28	47,0	21,1		28	46,2	17,8

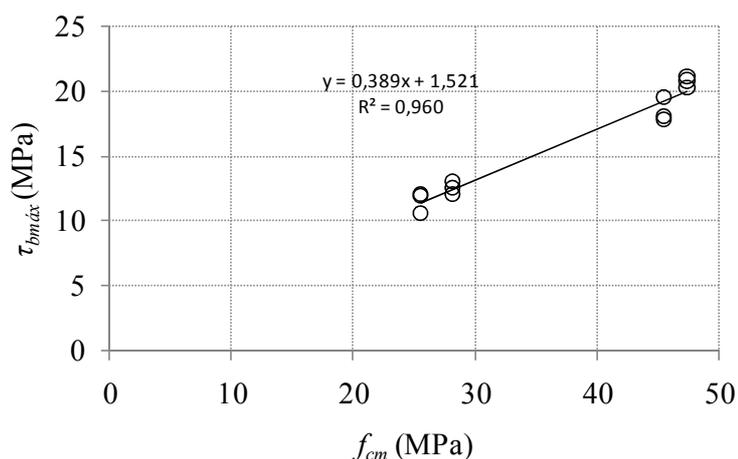


Figura 6.10 - Resultados gerais do canteiro de obras 2.

Nota-se na Figura 6.10 que a resistência de aderência também seguiu a mesma proporção da resistência à compressão. As Tabelas 6.12 e 6.13 apresentam os valores dos exemplares dos 2 caminhões para a resistência à compressão e de aderência. Como recomenda a ABNT NBR

12655:2006 o valor do $f_{ck7,est} = 26,0$ MPa e aos 28 dias $f_{ck,est} = 46,2$ MPa, o que classifica o concreto como C45, ficando este conforme com o projeto. Se aplicarmos a mesma teoria para os ensaio de aderência temos que aos 7 dias a resistência característica de aderência é 12,0 MPa e aos 28 dias é de 19,5 MPa.

Tabela 6.12 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 7 dias (obra 2).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1º	29,0	13,0	28,1	12,5
2º	26,0	12,0	25,5	11,5
-	$f_{ck7,est} = 26,0$	$\tau_{bk7,est} = 12,0$	$f_{cm7} = 26,8 \pm 1,9$	$\tau_{b,máx} = 12,0 \pm 0,7$

Tabela 6.13 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 28 dias (obra 2).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1º	49,1	21,1	47,4	20,7
2º	46,2	19,5	45,5	18,4
-	$f_{ck,est} = 46,2$	$\tau_{bk,est} = 19,5$	$f_{cm7} = 46,4 \pm 1,3$	$\tau_{b,máx} = 19,6 \pm 1,6$

6.2.3 Canteiro de Obra 3

No terceiro canteiro foi realizado o controle total em 8 caminhões betoneira com 8 m^3 de concreto C30 cada, destinados a uma piso térreo (garagem) de um edifício residencial (Figura 6.11 (a) e (b)).



Figura 6.11 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra estudada; (b) Foto mostrando o detalhe do lançamento e adensamento do concreto na laje.

O concreto utilizado foi composto por cimento CPV ARI-RS (marca VOTORANTIN), Areia natural média (dimensão máxima característica = 4,75 mm), Areia fina artificial, Brita 0

(dimensão máxima característica = 12,5 mm), Brita 1 (dimensão máxima = 19 mm) e aditivo plastificante polifuncional BF 30 (marca BASF). O traço unitário foi de 1:1,08:0,99:0,64:1,49, com relação a/c= 0,64 (Tabela 6.14).

Tabela 6.14 - Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto.

Material	Consumo (kg/m ³)
Cimento CP V ARI	317,0
Areia Natural	341,0
Areia Artificial	315,0
Brita 0	204,0
Brita 1	472,0
Basf BF 30 (0,45%)	1,427
Glenium 160	0,432
Água	203,0

Para cada caminhão foram retirados 5 corpos de prova para os ensaios de aderência (3 cps para 7 dias e 2 cps para 28 dias) e 4 corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão, como mostra a Tabela 6.15.

Tabela 6.15 - Tempo, *slump* e amostragem por caminhão (obra 3).

Caminhões	Tempo de Lançamento do concreto (min)	<i>Slump</i> (cm)	Amostragem Ensaio de Aderência		Amostragem Ensaio de Compressão	
			7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
1°	33	9,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
2°	43	13,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
3°	25	12,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
4°	50	11,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
5°	25	13,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
6°	27	12,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
7°	32	14,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
8°	48	13,0	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
Total	-	-	24 cps	16 cps	24 cps	16 cps

A Figura 6.12 (a), mostra o ensaio de abatimento de tronco de cone e a Figura 6.12 (b) e (c) mostram os moldes preparados para moldagem e procedimento de moldagem, respectivamente.



Figura 6.12 - (a) Foto mostrando ensaio de abatimento de tronco de cone; (b) e (c) Fotos mostrando os moldes preparados para moldagem e procedimento de moldagem.

A Tabela 6.16 e a Figura 6.13 apresentam os resultados obtidos de tensão máxima de aderência e de resistência à compressão axial para todos os corpos de prova.

Tabela 6.16 - Resultados do canteiro de obras 3.

Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1	7	25,9	11,2	5	7	29,1	14,8
	7	26,0	12,1		7	28,0	12,7
	7	-	12,5		7	-	13,4
	28	35,5	15,4		28	35,8	17,6
	28	32,4	14,9		28	39,0	16,8
2	7	26,7	9,9	6	7	26,7	12,7
	7	23,3	11,5		7	28,5	13,6
	7	-	10,7		7	-	10,6
	28	32,1	13,5		28	33,4	15,8
	28	35,9	14,2		28	37,2	17,5
3	7	24,4	11,3	7	7	23,6	10,3
	7	25,9	11,8		7	24,4	11,1
	7	-	10,1		7	-	10,9
	28	32,7	13,8		28	29,5	13,9
	28	33,8	14,8		28	33,4	14,1
4	7	28,1	14,4	8	7	25,5	12,3
	7	30,8	13,7		7	26,0	12,1
	7	-	14,2		7	-	12,2
	28	35,9	17,0		28	33,0	15,0
	28	37,2	16,7		28	32,0	14,6

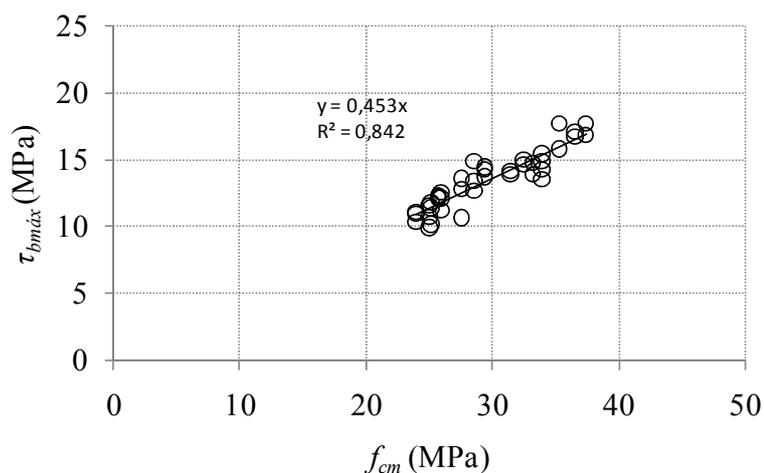


Figura 6.13 - Resultados gerais do canteiro de obras 3.

Nota-se na Figura 6.13 que a resistência de aderência também seguiu a mesma proporção da resistência à compressão, como observado nas obras 1 e 2. Seguindo as recomendações da ABNT NBR 12655:2006 o valor do $f_{ck7,est} = 24,4$ MPa e aos 28 dias $f_{ck,est} = 33,0$ MPa, o que classifica o concreto como C30, ficando este conforme com o projeto. Se aplicarmos a mesma teoria para os ensaio de aderência temos que aos 7 dias a resistência característica de aderência é 11,1 MPa e aos 28 dias é de 14,1 MPa. (Tabelas 6.17 e 6.18).

Tabela 6.17 - Exemplos de f_c e τ_{bmax} dos caminhões aos 7 dias (obra 3).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	τ_{bmax} (MPa)	f_{cm} (MPa)	τ_{bmax} (MPa)
1º	26,0	12,5	26,0	11,9
2º	26,7	11,5	25,0	10,7
3º	25,9	11,8	25,2	11,1
4º	30,8	14,4	29,4	14,1
5º	29,1	14,8	28,6	13,6
6º	28,5	13,6	27,6	12,3
7º	24,4	11,1	24,0	10,8
8º	26,0	12,3	25,8	12,2
-	$f_{ck7,est} = 24,4$	$\tau_{bk7,est} = 11,1$	$f_{cm7} = 26,4 \pm 1,9$	$\tau_{b,max} = 12,1 \pm 1,3$

Tabela 6.18 - Exemplos de f_c e τ_{bmax} dos caminhões aos 28 dias (obra 3).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	τ_{bmax} (MPa)	f_{cm} (MPa)	τ_{bmax} (MPa)
1º	35,5	15,4	33,9	15,1
2º	35,9	14,2	34,0	13,8
3º	33,8	14,8	33,3	14,3
4º	37,2	17,0	36,6	16,9
5º	39,0	17,6	37,4	17,2
6º	37,2	17,5	35,3	16,6
7º	33,4	14,1	31,4	14,0
8º	33,0	15,0	32,5	14,8
-	$f_{ck,est} = 33,0$	$\tau_{bk,est} = 14,1$	$f_{cm7} = 34,3 \pm 2,0$	$\tau_{b,max} = 15,3 \pm 1,4$

6.2.4 Canteiro de Obra 4

No quarto canteiro foi realizado o controle total em 6 caminhões betoneira com 8 m³ de concreto C40 cada, destinados ao 3º pavimento de um edifício residencial. (Figura 6.14 (a) e (b))



Figura 6.14 - (a) Foto mostrando um panorama geral da obra estudada; (b) Foto mostrando o detalhe do lançamento e adensamento do concreto na laje.

O concreto utilizado foi composto por cimento CPV ARI-RS (marca VOTORANTIN), Areia natural média (dimensão máxima característica = 4,75 mm), Brita 0 (dimensão máxima característica = 12,5 mm), Brita 1 (dimensão máxima = 19 mm) e aditivo plastificante polifuncional BF 30 (marca BASF). O traço unitário foi de 1:2,08:0,66:1,45, com relação $a/c=0,577$ (Tabela 6.19).

Tabela 6.19 - Consumo por metro cúbico dos materiais utilizados no concreto.

Material	Consumo (kg/m ³)
Cimento CP V ARI	381,0
Areia Natural	792,0
Brita 0	251,4
Brita 1	552,4
Basf BF 30 (0,8%)	3,048
Glenium 160	0,490
Água	220,0

Para cada caminhão foram retirados 5 corpos de prova para os ensaios de aderência (3 cps para 7 dias e 2 cps para 28 dias) e 4 corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão, como mostra a Tabela 6.20.

A Tabela 6.21 e a Figura 6.16 apresentam os resultados obtidos de tensão máxima de aderência e de resistência à compressão axial para todos os corpos de prova.

Tabela 6.20 - Tempo, *slump* e amostragem por caminhão (obra 4).

Caminhões	Amostragem		Amostragem	
	Ensaio de Aderência		Ensaio de Compressão	
	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
1°	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
2°	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
3°	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
4°	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
5°	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
6°	3 cps	2 cps	2 cps	2 cps
Total	18 cps	12 cps	18 cps	12 cps

A Figura 6.15 (a), mostra o ensaio de abatimento de tronco de cone e a Figura 6.15(b) mostra os moldes preparados para moldagem e procedimento de moldagem.



Figura 6.15 - (a) Foto mostrando o ensaio de abatimento de tronco de cone e (b) Foto mostrando os corpos de prova moldados.

Tabela 6.21 - Resultados do canteiro de obras 4.

Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa)	Caminhão	Idade (dias)	f_c (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa)
1	7	35,0	15,0	4	7	34,1	13,5
	7	34,9	16,3		7	36,3	14,7
	7	-	15,8		7	-	13,9
	28	42,3	19,3		28	45,0	17,2
	28	43,0	18,2		28	46,0	16,8
2	7	33,0	12,3	5	7	40,9	17,2
	7	31,7	13,8		7	40,5	18,2
	7	-	12,9		7	-	17,9
	28	40,2	16,4		28	48,8	20,2
	28	42,3	15,4		28	47,8	22,0
3	7	34,5	14,8	6	7	36,4	16,5
	7	33,3	13,5		7	34,2	14,2
	7	-	14,2		7	-	15,4
	28	40,3	17,6		28	43,2	17,8
	28	40,1	18,1		28	42,2	19,5

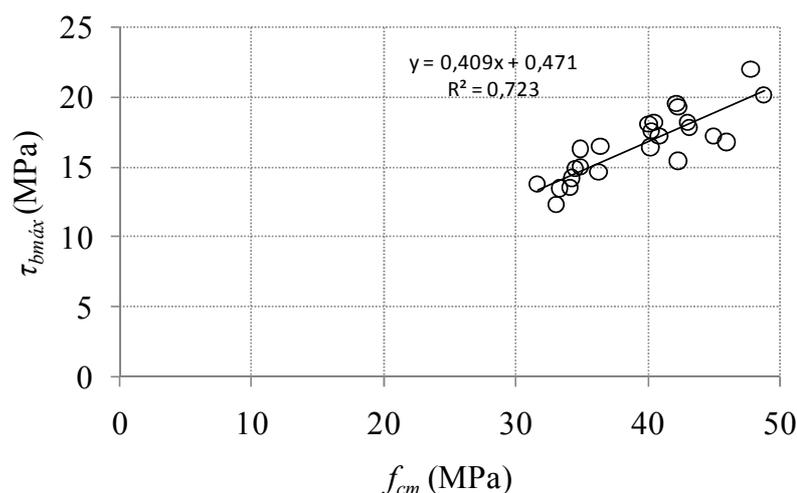


Figura 6.16 - Resultados gerais do canteiro de obras 4.

Nota-se na Figura 6.16 que a resistência de aderência também seguiu a mesma proporção da resistência à compressão, como observado nas obras 1 e 2. Seguindo as recomendações da ABNT NBR 12655:2006 o valor do $f_{ck7,est} = 33,0$ MPa e aos 28 dias $f_{ck,est} = 40,3$ MPa, o que classifica o concreto como C30, ficando este conforme com o projeto. Se aplicarmos a mesma teoria para os ensaio de aderência temos que aos 7 dias a resistência característica de aderência é 13,8 MPa e aos 28 dias é de 16,4 MPa. (Tabelas 6.22 e 6.23).

Tabela 6.22 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 7 dias (obra 4).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1°	35,0	16,3	34,9	15,7
2°	33,0	13,8	32,4	13,0
3°	34,5	14,8	33,9	14,2
4°	36,3	14,7	35,2	14,0
5°	40,9	18,2	40,7	17,8
6°	36,4	16,5	35,3	15,4
-	$f_{ck7,est} = 33,0$	$\tau_{bk7,est} = 13,8$	$f_{cm7} = 35,4 \pm 2,8$	$\tau_{b,máx} = 15,0 \pm 1,7$

Tabela 6.23 - Exemplares de f_c e $\tau_{bmáx}$ dos caminhões aos 28 dias (obra 4).

Caminhão	Exemplar		Valor Médio	
	f_c (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	$\tau_{bmáx}$ (MPa)
1°	43,0	19,3	42,7	18,8
2°	42,3	16,4	41,3	15,9
3°	40,3	18,1	40,2	17,8
4°	46,0	17,2	45,5	17,0
5°	48,8	22,0	48,3	21,1
6°	43,2	19,5	42,7	18,7
-	$f_{ck7,est} = 40,3$	$\tau_{bk7,est} = 16,4$	$f_{cm7} = 43,4 \pm 3,0$	$\tau_{b,máx} = 18,2 \pm 1,8$

6.2.5 Análise dos resultados em campo do ABT

Primeiramente o teste se mostrou de prática preparação e execução em campo, apresentando-se ser compatível com as exigências comuns de um ensaio destinado a canteiros de obras. Os resultados gerais obtidos de resistência à compressão média e todos os valores de tensão máxima de aderência estão apresentados na Figura 6.17. Vale salientar que em todos os ensaios de aderência foi observado o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto.

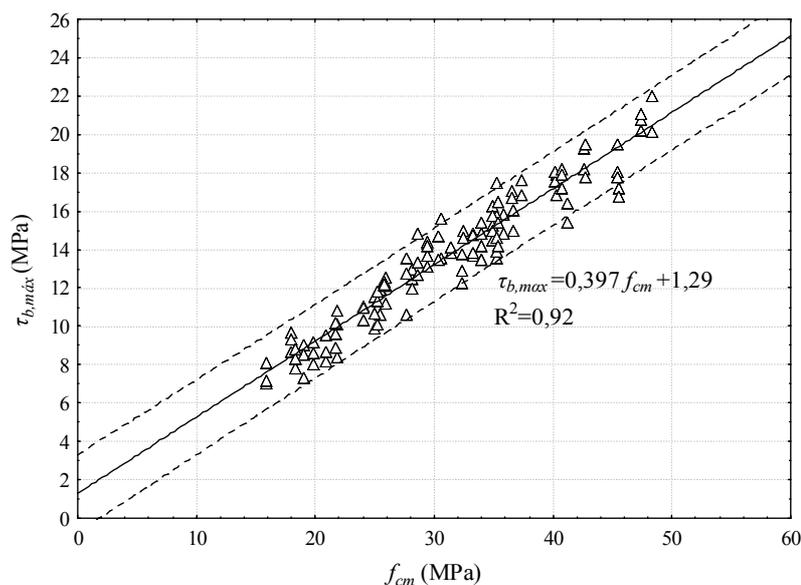


Figura 6.17 - Resultados gerais do canteiro de obras 1, 2, 3 e 4.

Observa-se na Figura 6.17, que a estimativa da resistência à compressão por meio da tensão máxima de aderência contém um erro de $\pm 8\%$ para uma estimativa de 95% de confiança, ilustrada com as linhas tracejadas. A Equação 6.1 é uma regressão linear entre a tensão de aderência e a resistência à compressão com os resultados obtidos em obra.

$$f_{cm} = 2,32 \tau_{b,máx} - 0,61 \quad (R^2 = 0,92) \quad \text{Equação 6.1}$$

Para efeito comparativo utilizou-se a Equação 6.1 para realizar uma estimativa da resistência à compressão para todas as obras. A Figura 6.18 mostra a diferença entre a resistência à compressão média estimada pelo método ABT ($f_{cm,est,ABT}$) e a resistência à compressão média obtida com corpos de prova tradicionais.

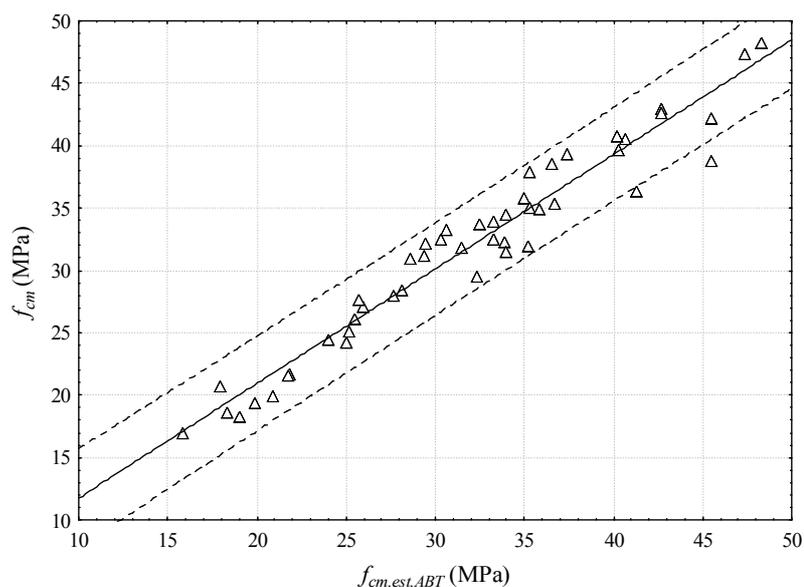


Figura 6.18 - Comparação entre a resistência à compressão estimada pelo ABT e a resistência à compressão obtida pelos ensaios tradicionais de compressão.

Nota-se na Figura 6.18 que o método apresentou adequada precisão na estimativa da resistência à compressão em campo, ficando a maioria dos valores dentro do intervalo de confiança da curva de correlação. A Figura 6.19 apresenta a distribuição normal das diferenças entre as estimativas da resistência à compressão e a resistência obtida em corpos de prova tradicionais. O erro médio das estimativas ficou em 5,8%.

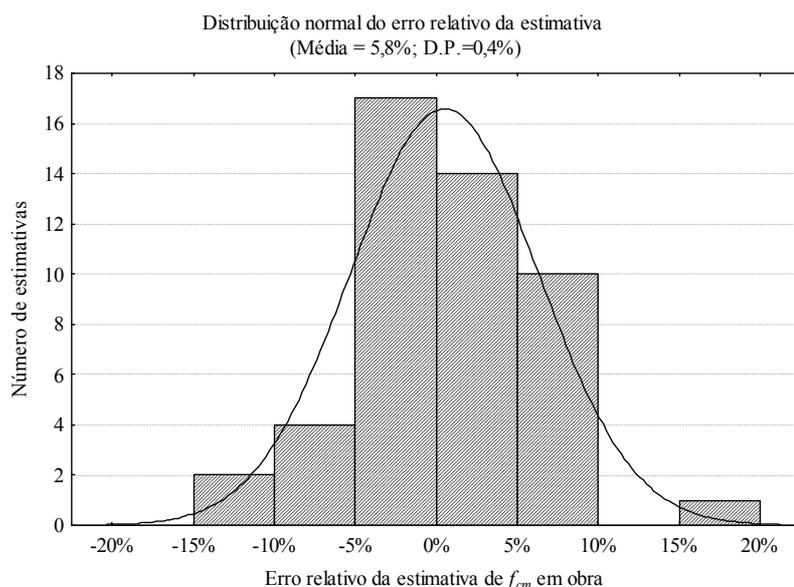


Figura 6.19 - Distribuição normal das diferenças entre as estimativas da resistência à compressão com a Equação 6.1 e a resistência obtida em corpos de prova tradicionais.

Partindo para outro tipo de abordagem de análise dos dados, a Figura 6.20 mostra os resultados médios de tensão máxima de aderência pela resistência à compressão obtida nas quatro obras.

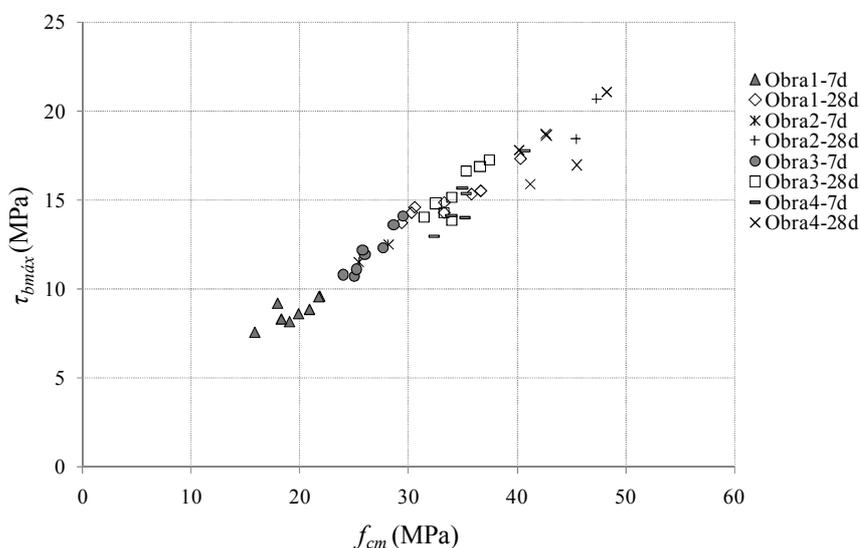


Figura 6.20 - Resultados médios de tensão máxima de aderência e resistência à compressão obtidos em todas as obras.

Constata-se na Figura 6.20, uma clara correlação entre as variáveis, independentemente da obra e idade de ruptura. Observa-se que o aumento da tensão de aderência é proporcional ao tipo de cimento, como ilustra a Figura 6.21 a relação de aumento do valor da aderência dos 7 dias para os 28 dias é proporcional ao aumento da resistência à compressão do concreto.

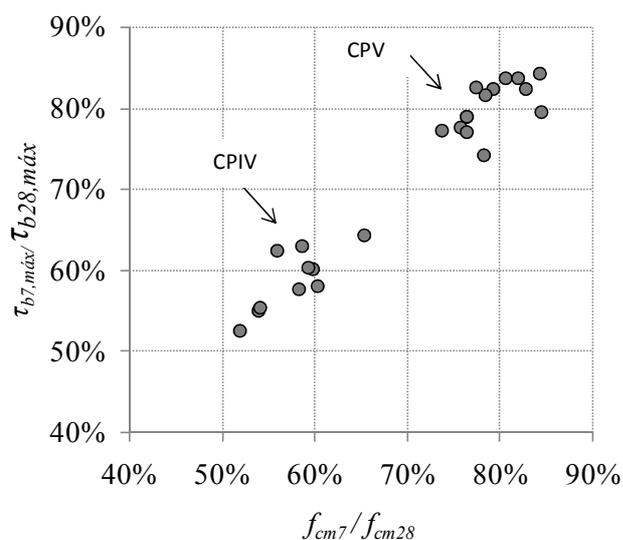


Figura 6.21 - Relação entre os valores de resistência aos 7 dias e 28 dias para os tipos de cimento CPIV e CPV.

O CPIV por ser um cimento com maior porcentagem de material pozolânico, em relação ao CPV, aumenta mais a resistência dos 7 dias para os 28 dias. O CPIV aumenta 40% em média a resistência dos 7 dias para os 28 dias e o CPV aumenta 20% em média.

Na Figura 6.22, o objetivo é verificar a diferença entre os resultados obtidos aos 7 e 28 dias. O coeficiente angular e R^2 da correlação aos 28 dias são menores do que aos 7 dias (Equação 6.2 e 6.3). Fato que justifica o ajuste levando em consideração a idade de ruptura e posteriormente a aplicação do método em apenas uma idade. Por outro lado, a Figura 6.23 apresenta uma correlação sem levar em consideração a idade (Equação 6.4) e o valor de R^2 consequentemente aumenta devido aos ajustes do coeficiente linear e angular, além desta correlação ficar próxima da apresentada na Equação 6.1 com todos os valores.

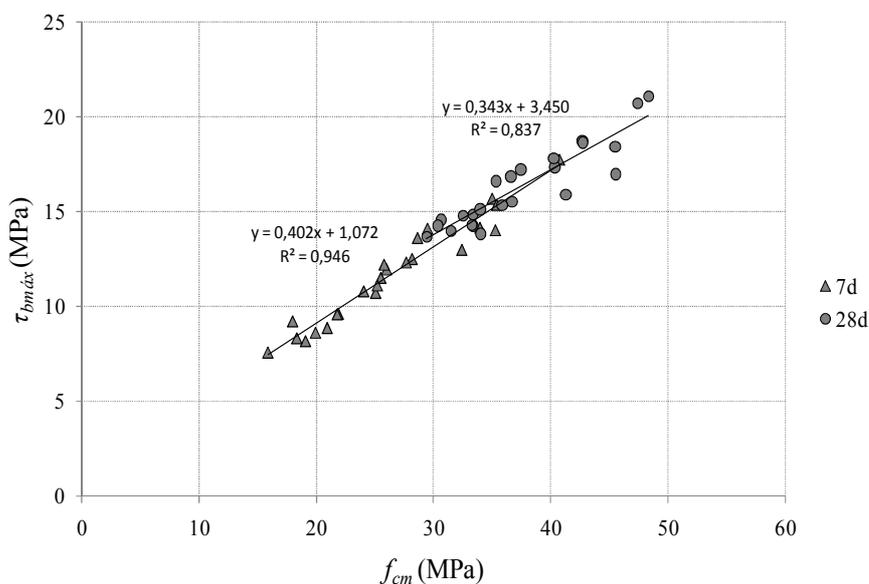


Figura 6.22 - Resultados médios de tensão máxima de aderência e resistência à compressão obtida em todas as obras estudadas aos 7 e 28 dias.

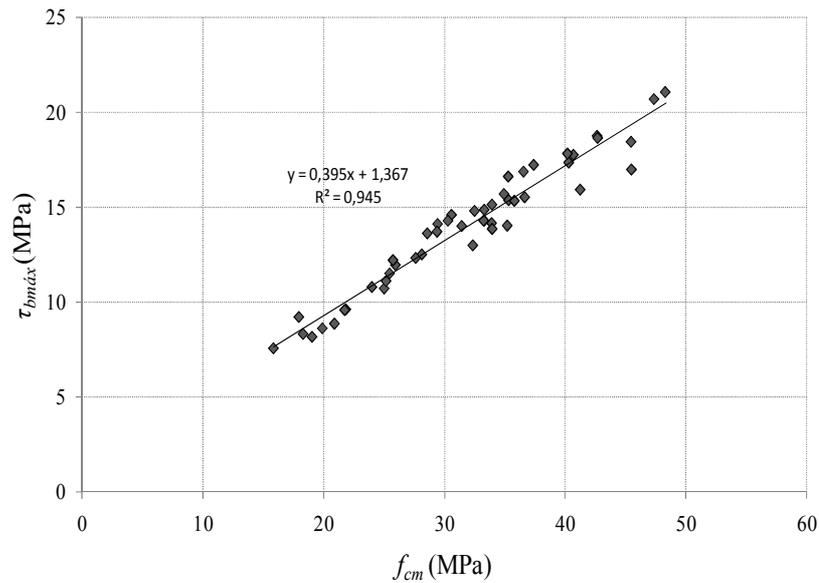


Figura 6.23 - Resultados médios de tensão máxima de aderência e resistência à compressão obtida em todas as obras estudadas sem levar em consideração a idade.

Realizou-se uma estimativa da resistência à compressão (Figura 6.24) por meio das equações 6.2, 6.3 e 6.4, obtidas nas Figuras 6.22 e 6.23, respectivamente.

$$f_{cm,7} = 2,35 \tau_{b7,máx} - 1,10 \quad (R^2=0,94)$$

Equação 6.2

$$f_{cm,28} = 2,44 \tau_{b28,máx} - 2,35 \quad (R^2=0,84)$$

Equação 6.3

$$f_{cm} = 2,39 \tau_{b,máx} - 1,53 \quad (R^2=0,93) \quad (7 \text{ e } 28 \text{ dias})$$

Equação 6.4

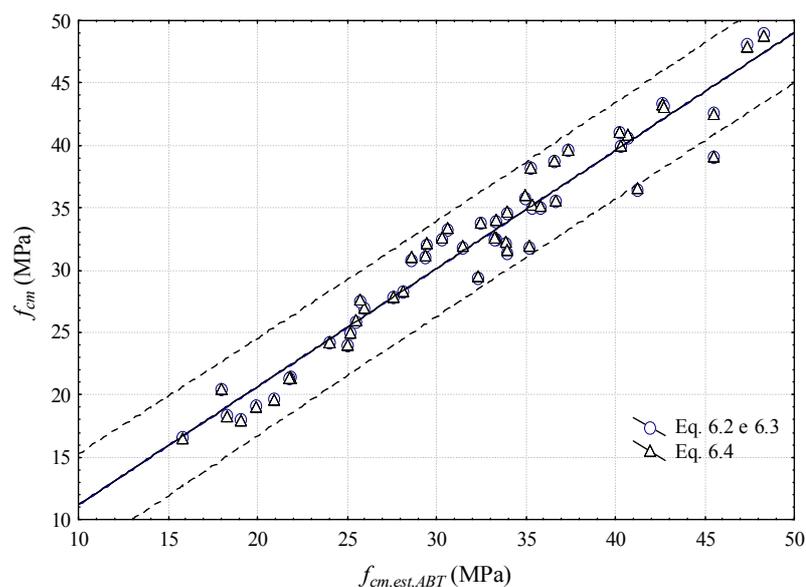


Figura 6.24 - Comparação entre a resistência à compressão estimada pelo ABT e a resistência média à compressão obtida pelos ensaios tradicionais de compressão.

Observa-se na Figura 6.24 que a estimativa realizada por meio das equações 6.2, 6.3 não resulta em diferenças significativas em comparação com a Equação 6.4. Entretanto a distribuição dos erros das estimativas fica mais uniforme, melhorando a distribuição normal das diferenças entre a estimativa e o valor obtido pelos ensaios tradicionais, conforme ilustra as Figuras 6.25 e 6.26.

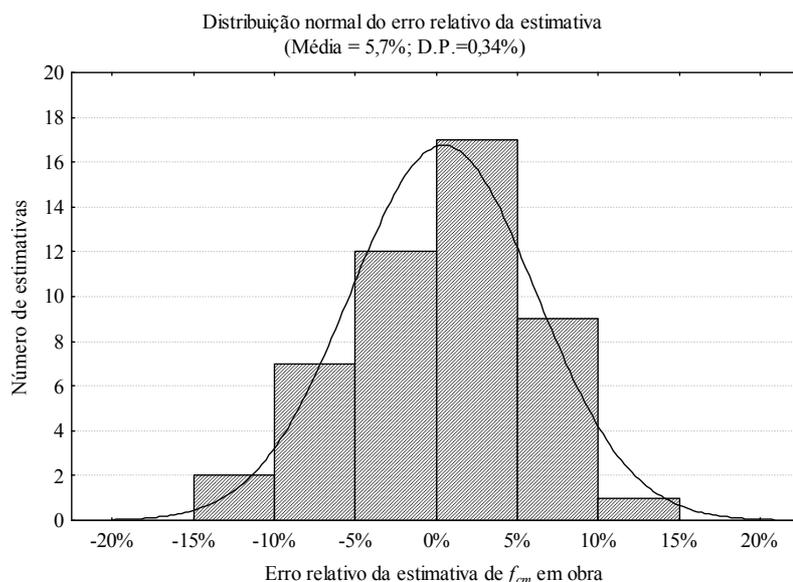


Figura 6.25 - Distribuição normal das diferenças entre as estimativas da resistência à compressão com as Equações 6.2 e 6.3 e a resistência obtida em corpos de prova tradicionais.

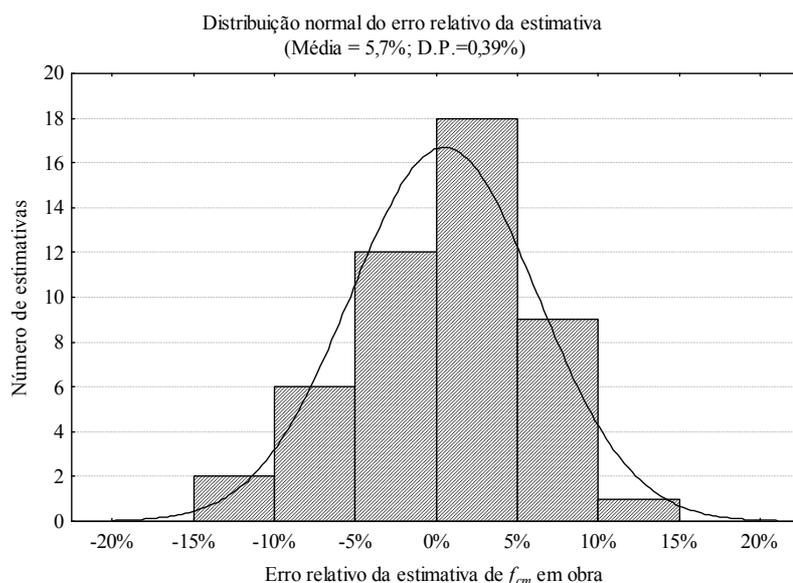


Figura 6.26 - Comparação entre a resistência à compressão estimada pelo ABT com a Equação 6.4 e a resistência à compressão obtida pelos ensaios tradicionais de compressão.

Em suma, finalizando este capítulo que apresentou as investigações realizadas em campo e a verificação de concretos não conformes, o Capítulo 7 apresentará uma proposta para padronização para o método.

7 ANÁLISE E PROPOSTA PARA PADRONIZAÇÃO DO MÉTODO DE ENSAIO

Este capítulo expõe e discute todos os resultados experimentais obtidos no presente trabalho para os ensaios tipo push-in realizados em campo e em laboratório. Primeiramente é apresentada no item 7.1 uma análise geral do método onde é explorada a proposta de uma análise linear entre a resistência à compressão e a tensão máxima de aderência. No mesmo item é explorada uma proposta de análise não-linear colocando-se mais variáveis na correlação entre a resistência à compressão e a tensão máxima de aderência. E por fim são realizados testes nos resultados de mesmo lote para verificação da distribuição normal dos dados. No item 7.2 propõe-se uma padronização e um roteiro para implementação do método de ensaio.

7.1 ANÁLISES GERAIS DO MÉTODO.

Neste item é produzida uma curva de correlação entre os valores obtidos de resistência à compressão média e tensão máxima de aderência contendo todas as composições testadas onde foi observado o deslizamento, pois a condição para aplicação do método proposto é que o tipo de ruptura seja necessariamente o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto. A Figura 7.1 mostra essa correlação, com todos os valores de campo e laboratório juntos.

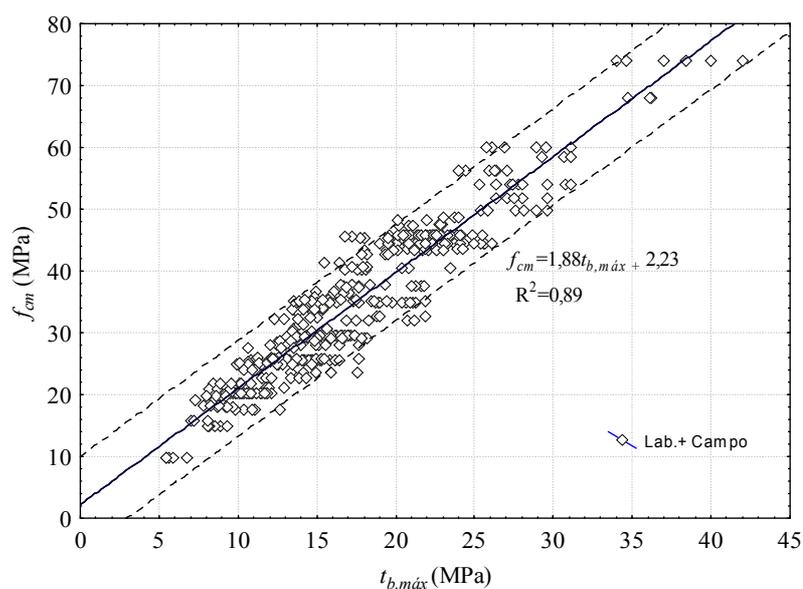


Figura 7.1 - Resultados gerais obtidos em campo e em laboratório (tipo push-in) contendo todos os ensaios onde o tipo de ruptura observada foi o deslizamento.

Nota-se claramente na Figura 7.1 que existe uma forte correlação entre as variáveis f_{cm} e $t_{b,máx}$, independentemente dos resultados obtidos em obra ou em campo. Porém com intuito de melhorar a compreensão dos efeitos a Figura 7.2 mostra os mesmos resultados da Figura 7.1 diferenciando os resultados de campo e laboratório.

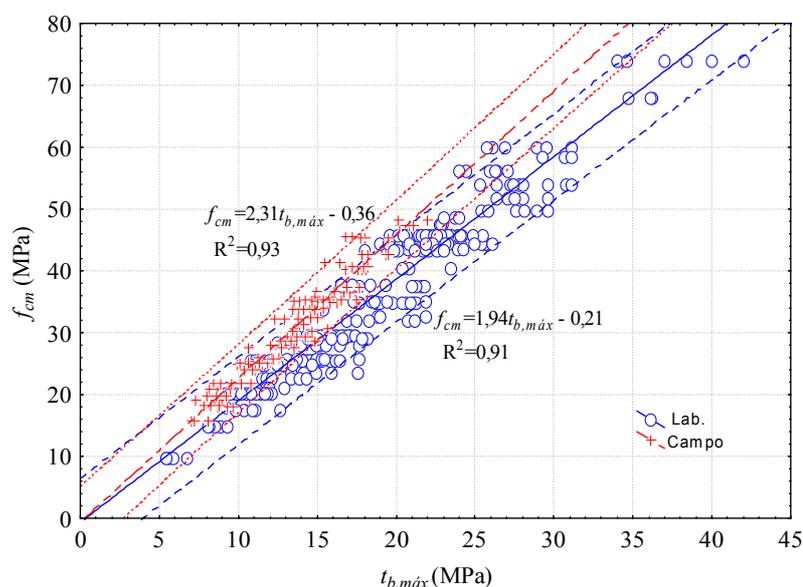


Figura 7.2 - Gráfico mostrando a diferença dos resultados obtidos em campo e em laboratório.

Observa-se na Figura 7.2 que a correlação obtida em obra proporciona estimativas mais altas da resistência à compressão para um mesmo valor de tensão máxima de aderência. Esse fato está associado com as diferentes tipologias de materiais que compõem os concretos utilizados em obra e em laboratório. Pois os todos os concretos fabricados em laboratório possuem apenas um tipo de agregado graúdo e um tipo de agregado miúdo, no caso deste estudo o agregado graúdo utilizado em laboratório é a brita 1 com diâmetro máximo característico de 19,0 mm e o agregado miúdo é uma areia média com diâmetro máximo característico de 4,75 mm. Entretanto todos os concretos testados em obra possuíam composições mistas de agregados graúdos e miúdos, como mostra a Tabela 7.1. O fato do valor da tensão de aderência ser maior em concretos com apenas brita do tipo 1 é devido a energia necessária para fissurar o concreto circundante a barra de aço ser maior, pois ocorre a necessidade de movimentar uma quantidade maior de agregado graúdo com diâmetro superior. Sendo assim, o que ocorre é que se obtém uma curva de correlação para os resultados em campo separada da curva dos resultados de laboratório. A Figura 7.3 e 7.4 mostram corpos de prova abertos diametralmente após o ensaio de aderência tipo push-in, evidenciando a diferença da quantidade de agregados graúdos dos ensaios de campo e laboratório, respectivamente.

Tabela 7.1 - Composições dos concretos das obras.

Material	Consumo (kg/m ³)			
	Obra 1	Obra 2	Obra 3	Obra 4
Cimento CP IV 32	322,0	278,0	-	-
Cimento CP V ARI	-	-	317,0	381,0
Adição	-	76,0*	-	-
Areia Natural	344,0	737,0	341,0	792,0
Areia Artificial	318,0	-	315,0	-
Brita 0	199,0	302,0	204,0	251,4
Brita 1	462,0	704,0	472,0	552,4
Aditivo Plastificante	1,288	3,400	1,427	3,048
Aditivo Superplastificante	-	-	0,432	0,490
Água	206,0	186,0	203,0	220,0

* Cinza volante



Figura 7.3 - Corpo de prova com composição mista de agregados graúdos (Campo).



Figura 7.4 - Corpo de prova com apenas um tipo de agregado graúdo (Laboratório).

Nos itens que se seguem serão realizadas análises lineares e não lineares entre as variáveis estudadas e ampliadas para dados obtidos na literatura. Após será realizado o teste de Kolmogorov-Smirnov para analisar a distribuição dos resultados e uma análise da repetibilidade e nível de confiança das estimativas realizadas pelo método ABT.

7.1.1 Análise linear

Com a finalidade de correlacionar a resistência à compressão do concreto com a tensão máxima de aderência aço-concreto, foram realizadas regressões lineares entre estes valores e apresentadas nas Equações 7.1 e 7.2. Cabe enfatizar que ao considerar a regressão linear apenas com o coeficiente angular, o coeficiente de correlação (R^2) tem uma diminuição de apenas 0,01. O pode dizer que o valor de tensão máxima de aderência é regido pela proporção de 0,50 da resistência à compressão do concreto. Esse valor está coerente com os sugeridos pela literatura corrente, onde os autores Huang et al. (1996) sugerem a relação de 0,45, enquanto que Torre-Casanova et al. (2013) sugerem a relação de 0,60.

$$f_{cm} = 1,88\tau_{bmáx} + 2,23 \quad R^2 = 0,89 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equação 7.1}$$

$$f_{cm} = 1,99\tau_{bmáx} \quad R^2 = 0,88 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equação 7.2}$$

Considerando separadamente os resultados de campo e de laboratório, chega-se as Equações 7.3 e 7.4, respectivamente. Nota-se que o coeficiente de correlação (R^2) aumenta e que a correlação obtida em obra possui um coeficiente angular maior, o que proporciona estimativas mais altas da resistência à compressão para um mesmo valor de tensão máxima de aderência

$$f_{cm} = 2,31\tau_{bmáx} - 0,36 \quad R^2 = 0,93 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equação 7.3}$$

$$f_{cm} = 1,94\tau_{bmáx} - 0,31 \quad R^2 = 0,91 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equação 7.4}$$

O gráfico da Figura 7.5 mostra as estimativas realizadas com as Equações 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4. O objetivo dessas estimativas foi mostrar quais as proporções e distribuições de erros que as equações geram em comparação com os resultados obtidos em campo e laboratório. Observa-se na Figura 7.5 que as equações gerais 7.1 e 7.2 determinam maiores distorções em torno da estimativa da resistência a compressão do que o uso conjugado das equações 7.3 e 7.4. Como mostra a Figura 7.6 de dispersão de erros relativos para a Equação 7.1 é de $1,86 \pm 12,65\%$ e da Equação 7.2 é de $0,04 \pm 12,31\%$, enquanto que para as Equações 7.3 e 7.4 foi de $3,42 \pm 10,30\%$. Esses resultados mostram que as estimativas com uso das Equações 7.1 e 7.2 ficam mais próximas da resistência real com um erro de 1,86% e 0,04%, porém com um desvio padrão maior (12,65% e 12,31%). Enquanto que as estimativas com uso em conjunto das Equações 7.3 e 7.4 em aumentam o erro relativo pra 3,42%, entretanto diminuem o desvio padrão para 10,30%. Esse fato está associado à quantidade de resultados obtidos em campo e laboratório utilizados nas estimativas, pois os resultados de laboratório representam 73% (Figura 7.7).

Sendo assim, as estimativas com uso das Equações 7.1 e 7.2 resultam em um erro relativo menor, porém com desvio padrão maior do valor real, enquanto que o uso das Equações 7.3 e 7.4 resultam em um desvio padrão menor com um erro relativo maior.

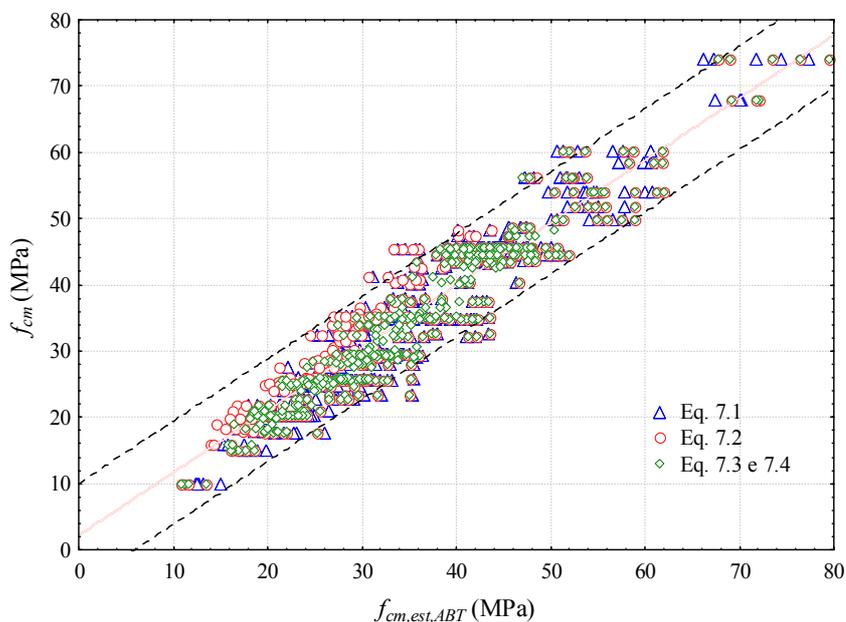


Figura 7.5 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com as Equações 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4.

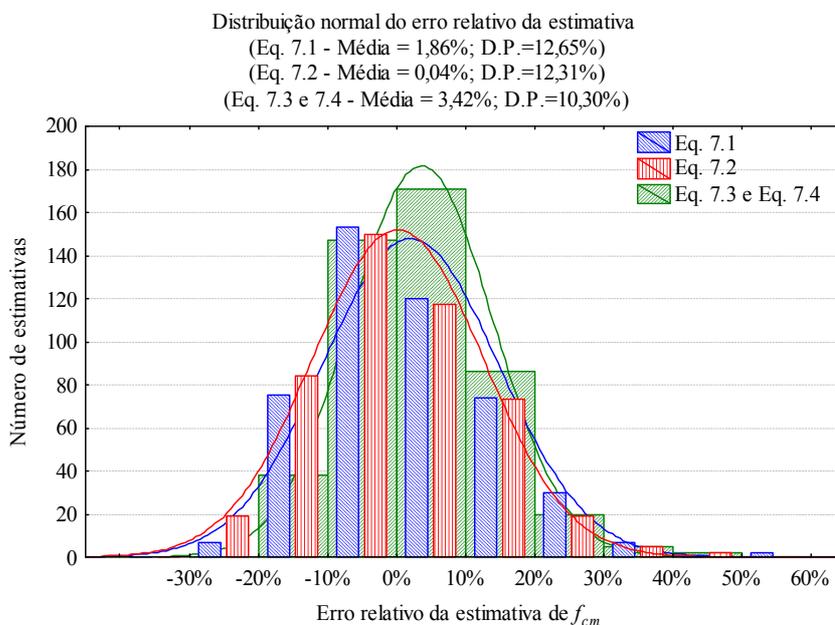


Figura 7.6 - Gráfico de distribuição normal de erros relativos das estimativas das resistências à compressão obtidas com as Equações 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4.

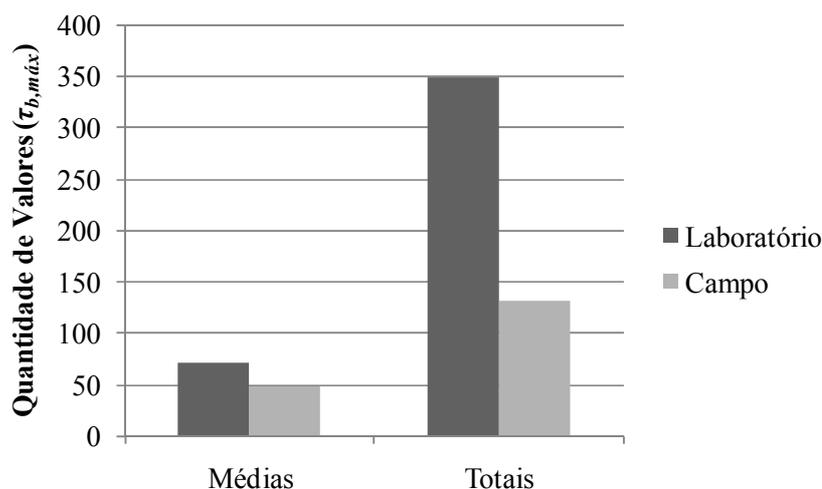


Figura 7.7 - Quantidade de valores de tensão máxima de aderência médios e totais obtidos em campo e laboratório utilizados nas regressões lineares.

Após a análise com os dados totais, foram realizadas regressões lineares entre os valores médios de tensão máxima de aderência aço-concreto e de resistência à compressão do concreto. As regressões estão representadas pelas Equações 7.5 e 7.6 e os valores utilizados estão mostrados no gráfico da Figura 7.8. Com realizado anteriormente para os valores totais, ao considerar a regressão linear apenas com o coeficiente angular, o coeficiente de correlação (R^2) tem uma diminuição de apenas 0,01. Essa correlação reforça que o valor de tensão máxima de aderência é regido pela proporção de aproximadamente 50% da resistência à compressão do concreto.

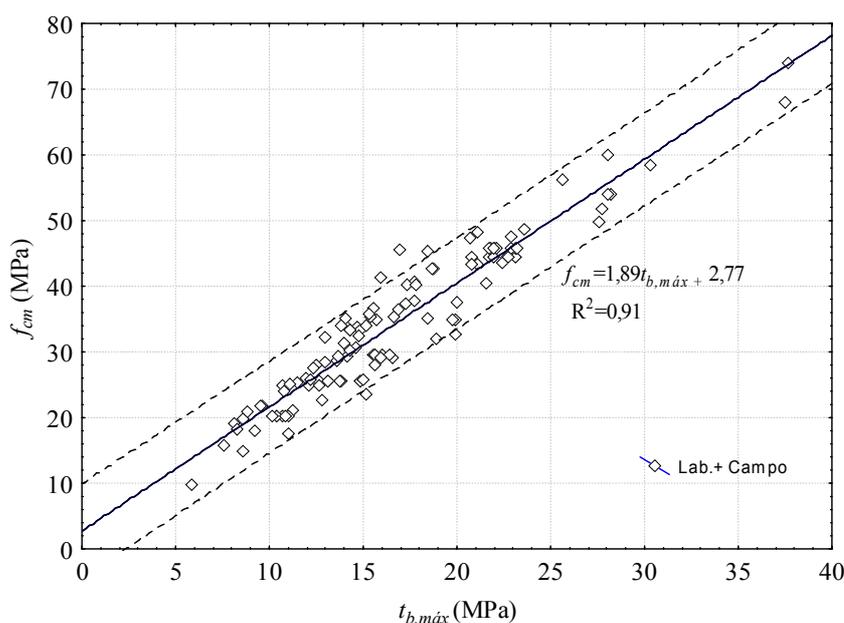


Figura 7.8 - Gráfico mostrando os resultados médios obtidos em campo e em laboratório em conjunto.

$$f_{cm} = 1,89\tau_{bm\acute{a}x} + 2,77 \quad R^2 = 0,91 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 7.5}$$

$$f_{cm} = 2,03\tau_{bm\acute{a}x} \quad R^2 = 0,90 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 7.6}$$

Considerando os resultados m\u00e9dios de campo e de laborat\u00f3rio separadamente (Figura 7.9), chega-se as Equa\u00e7\u00f5es 7.7 e 7.8, respectivamente. Observa-se que foram adotados apenas os coeficientes angulares para as Equa\u00e7\u00f5es 7.7 e 7.8, fato que visa facilitar as an\u00e1lises, visto que o R^2 n\u00e3o diminui significativamente com somente o uso do coeficiente angular.

Como esperado das an\u00e1lises anteriores, nota-se que o coeficiente de correla\u00e7\u00e3o (R^2) aumenta e que a correla\u00e7\u00e3o obtida em obra possui um coeficiente angular maior, o que proporciona estimativas mais altas da resist\u00eancia \u00e0 compress\u00e3o do concreto para um mesmo valor de tens\u00e3o m\u00e1xima de ader\u00eancia a\u00e7o-concreto.

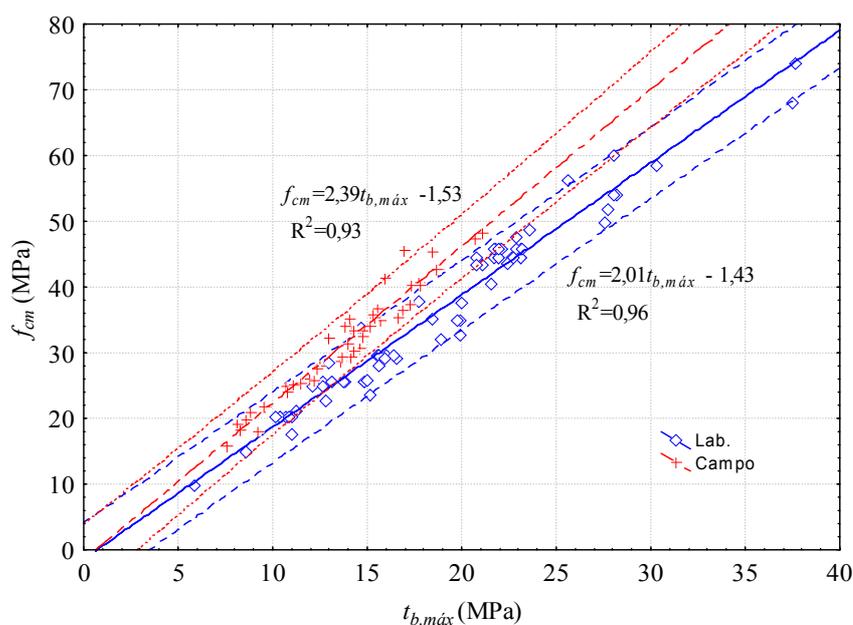


Figura 7.9 - Gr\u00e1fico mostrando a diferen\u00e7a das regress\u00f5es lineares dos resultados obtidos em campo e em laborat\u00f3rio.

$$f_{cm} = 1,94\tau_{bm\acute{a}x} \quad R^2 = 0,95 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 7.7}$$

$$f_{cm} = 2,28\tau_{bm\acute{a}x} \quad R^2 = 0,93 \quad (5 \leq f_{cm} < 75 \text{ MPa}) \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o 7.8}$$

Na Figura 7.10 nota-se que a equa\u00e7\u00e3o geral 7.6 determina maiores diferen\u00e7as em torno da estimativa da resist\u00eancia \u00e0 compress\u00e3o quando comparada ao uso conjugado das Equa\u00e7\u00f5es 7.7 e 7.8. Como apresenta a Figura 7.11, a dispers\u00e3o de erros relativos \u00e9 de $-0,48 \pm 10,90\%$ para a Equa\u00e7\u00e3o 7.6 e para as Equa\u00e7\u00f5es 7.7 e 7.8 \u00e9 de $1,17 \pm 7,20\%$. Esses resultados indicam que as

estimativas com uso da Equação 7.6 ficam mais próximas da resistência real com um erro médio de apenas -0,48%, porém com um desvio padrão maior de 10,90%. Enquanto as estimativas com uso em conjunto das Equações 7.7 e 7.8 colocam o erro relativo para +1,17%, contudo diminuem o desvio padrão para 7,20%. Sendo assim, as estimativas com uso da Equação 7.6 resultam em um desvio padrão maior do valor real do que as Equações 7.7 e 7.8.

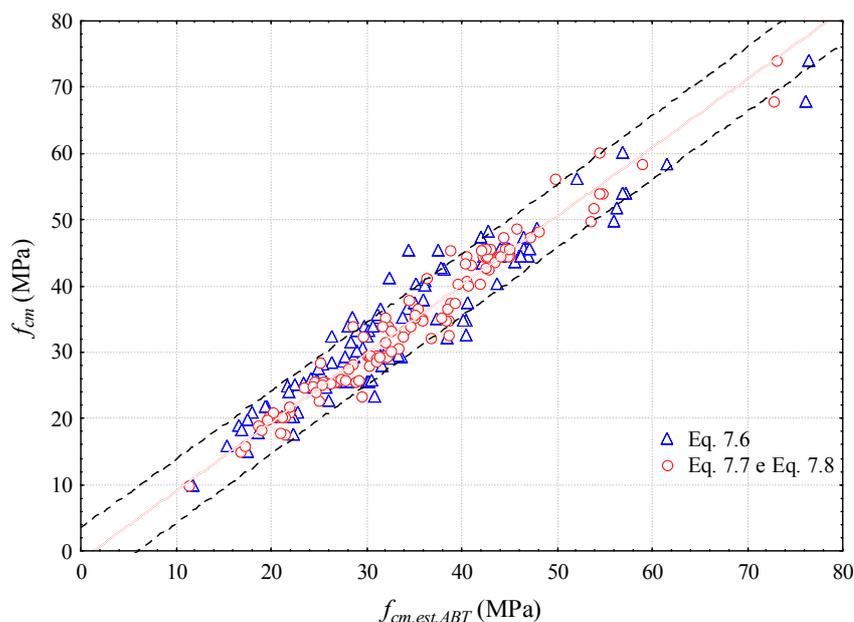


Figura 7.10 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com as Equações 7.6, 7.7 e 7.8.

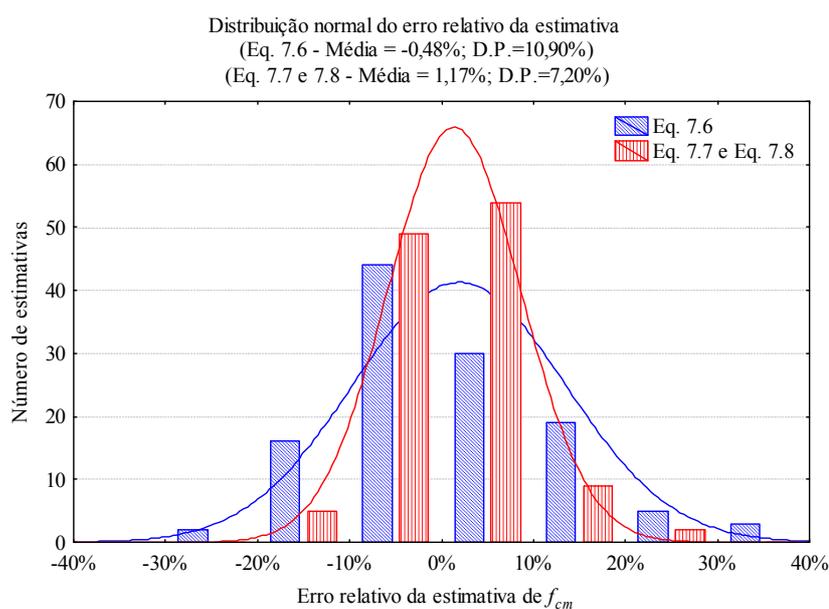


Figura 7.11 - Gráfico de distribuição normal de erros relativos das estimativas das resistências à compressão obtidas com as Equações 7.6, 7.7 e 7.8.

Pode-se dizer que as correlações lineares produzem valores satisfatórios, mesmo quando utilizados estimativas com concreto de composições diferentes o R^2 ficou na ordem de 90%. Entretanto fabricar curvas de correlação com o mesmo material é essencial pra melhorar a posterior estimativa da resistência à compressão. Outro fato é que ao considerar a regressão linear apenas com o coeficiente angular, o coeficiente de correlação (R^2) tem uma diminuição não significativa, evidenciando uma simples e robusta correlação entre as variáveis.

7.1.2 Análise não-linear

Com a finalidade de correlacionar a resistência à compressão do concreto com a tensão máxima de aderência aço-concreto com a utilização de mais variáveis referentes as proporções dos materiais constituintes do concreto foram realizadas regressões não-lineares de acordo com os fatores indicados na Tabela 7.2 e constantes (K1, K2, K3, K4 e K5) indicadas na Equação 7.9.

Tabela 7.2 - Fatores analisados na regressão não-linear.

Fator	Intervalo de valores testados	
	Mínimo	Máximo
f_{cm}	9,9 MPa	75,0 MPa
<i>idade</i>	3 dias	28 dias
$\tau_{bmáx}$	5,8 MPa	37,7 MPa
$a/agl.$	0,350	0,760
α	0,500	0,607

$$f_{cm} = K1 + K2(i) + K3(\tau_{bmáx}) + K4\left(\frac{a}{agl.}\right) + K5(\alpha) \quad \text{Equação 7.9}$$

Onde: f_{cm} é a resistência média a compressão; i =idade de ruptura; $\tau_{b,máx}$ =tensão máxima de aderência; $a/agl.$ = é a relação água/aglomerantes e α =o teor de argamassa.

Os fatores foram escolhidos devido serem mais representativos da variabilidade dos materiais que compõem o concreto, e além de serem verificadas certas condições nos resultados obtidos em campo e laboratório que estão indicadas na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 - Relações verificadas e analisadas na regressão não-linear.

Condição		f_c	$\tau_{bmáx}$
Relação $a/agl.$	↑	↓	↓
Teor de argamassa	↑	↓	↓

A Tabela 7.4 mostra os resultados obtidos para primeira análise não-linear considerando todas as constantes (K1, K2, K3, K4 e K5) mostradas na Equação 7.9. Observa-se que a constante K2 que multiplica o fator "idade" não é significativa a um nível de confiança de 95%, o que leva a conclusão que independentemente da idade de ruptura pode-se realizar a estimativa da resistência à compressão por meio do método ABT. Sendo assim realizou-se outra análise não-linear desconsiderando o fator idade e a constante K2, como mostra a Tabela 7.5.

Tabela 7.4 - Análise não linear com as constantes K1, K2, K3, K4 e K5.

Constante	Estimativa da constante	Desvio Padrão	<i>t-value</i> df=113	<i>p-level</i>	Limite inferior de confiança	Limite superior de confiança
K1	-22,2934	5,878198	-3,79256	0,000240	-33,9381	-10,6487
K2	0,0003	0,028379	0,00929	0,992606	-0,0560	0,0565
K3	1,9103	0,094193	20,28069	0,000000	1,7237	2,0969
K4	-9,4567	4,703381	-2,01062	0,046726	-18,7741	-0,1394
K5	55,8993	5,952287	9,39122	0,000000	44,1078	67,6907

Tabela 7.5 - Análise não linear com as constantes K1, K3, K4 e K5 sem a K2.

Constante	Estimativa da constante	Desvio Padrão	<i>t-value</i> df=114	<i>p-level</i>	Limite inferior de confiança	Limite superior de confiança
K1	-22,3244	4,829778	-4,62225	0,000010	-31,8913	-12,7576
K3	1,9108	0,074683	25,58601	0,000000	1,7629	2,0588
K4	-9,4318	3,861296	-2,44266	0,016101	-17,0803	-1,7833
K5	55,9209	5,454021	10,25315	0,000000	45,1175	66,7243

Depois de retirada a constante K2, todas as constantes resultam-se significativas com um nível de confiança de 95% na estimativa da resistência à compressão. A Equação 7.10 representa o resultado final da regressão não-linear. O R^2 da Equação 7.10 é de 0,954. Nota-se nessa equação proposta que a resistência à compressão diminui à medida que a tensão de aderência diminui com o aumento da relação $a/agl.$ O gráfico da Figura 7.12 mostra as estimativas realizadas com a Equação 7.10.

$$f_{Cm} = -22,324 + 1,911(\tau_{bmáx}) - 9,432 \left(\frac{a}{agl.} \right) + 55,921 (\alpha) \quad \text{Equação 7.10}$$

Na Figura 7.12 nota-se que a equação não linear 7.10 determina menores diferenças em torno da estimativa da resistência à compressão quando comparada as equações lineares apresentadas anteriormente.

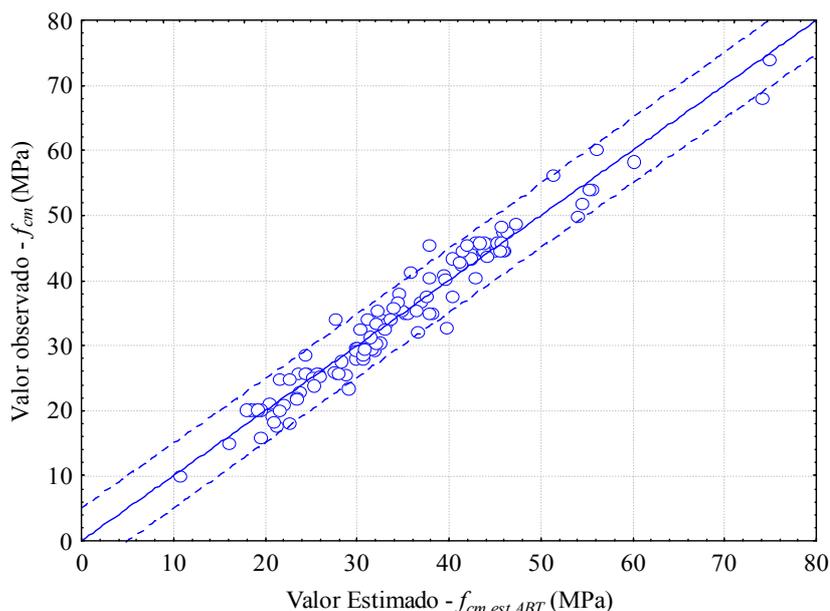


Figura 7.12 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.10.

A Figura 7.13 mostra a distribuição dos valores estimados e a dispersão dos valores residuais, enquanto que a Figura 7.14 compara a dispersão de erros relativos para as Equações 7.6; 7.7; 7.8 e 7.10. Observa-se que o desvio padrão dos erros relativos da equação 7.10 diminui em aproximadamente 50% em relação à Equação 7.6 e fica próximo do uso conjugado das equações 7.7 e 7.8. Fato que minimiza o fator diferença campo/laboratório com o uso da equação não-linear.

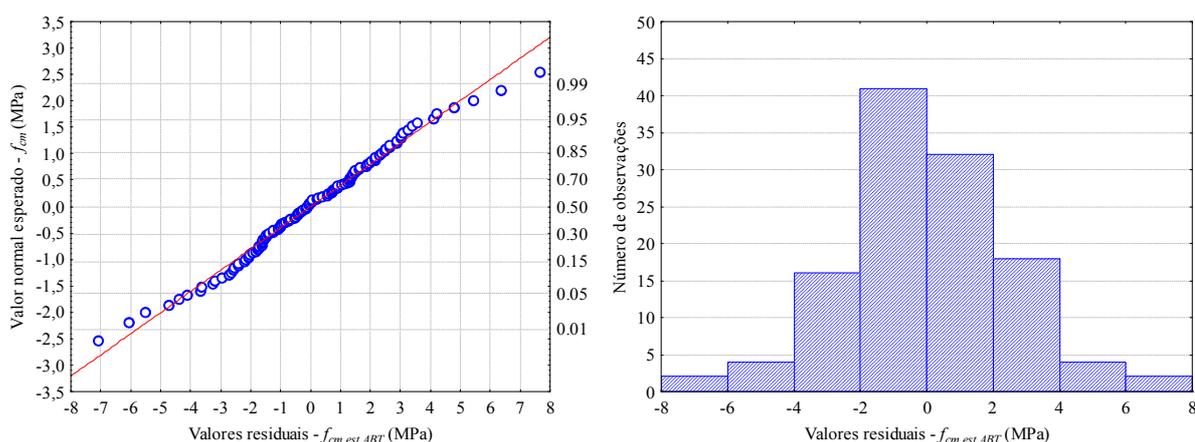


Figura 7.13 - (a) Distribuição de valores residuais com o respectivo de nível de confiança com uso da Equação 7.10. (b) Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.10.

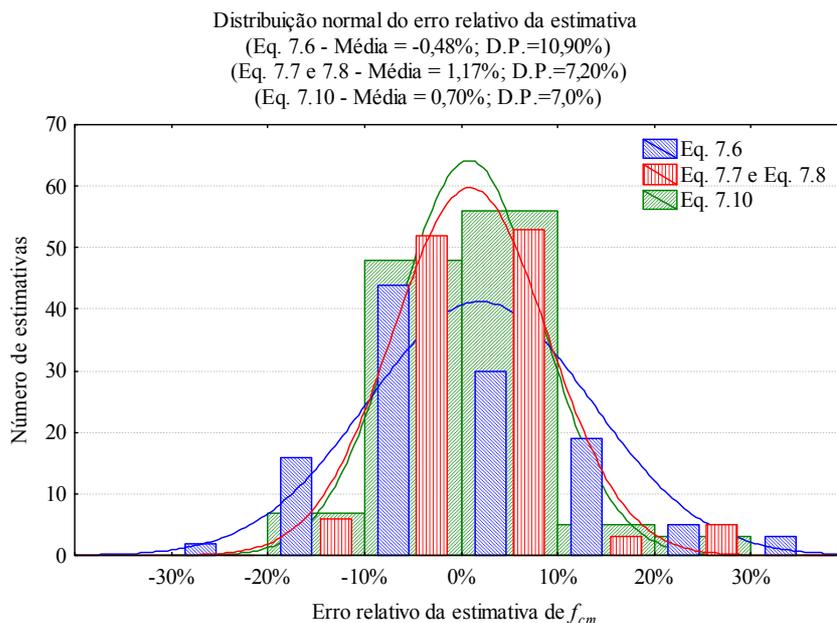


Figura 7.14 - Gráfico de distribuição normal de erros relativos das estimativas das resistências à compressão obtidas com as Equações 7.6, 7.7, 7.8 e 7.10.

7.1.3 Análise não-linear com dados da literatura.

Com intuito de realizar uma análise mais ampla buscou-se dados da literatura sobre resultados de ensaios de aderência aço-concreto de diferentes pesquisas, realizadas principalmente no Brasil com metodologia pull-out. Não foram colocados valores da tipologia push-in, pois este método praticamente não foi encontrado com maiores amplitudes no Brasil. A Tabela 7.6 mostra os limites dos fatores estudados da literatura comparados com os da presente pesquisa. No total foram pesquisados 236 dados de outras pesquisas onde foi observado o deslizamento do aço em relação ao concreto. A Tabela 7.7 mostra quais foram os dados retirados e os respectivos autores dos trabalhos.

Tabela 7.6- Limites dos fatores pesquisados e dos valores obtidos na presente pesquisa.

Fator	Intervalo de valores analisados da literatura		Intervalo de valores da presente pesquisa	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
f_{cm}	6,8 MPa	65,0 MPa	9,9 MPa	75,0 MPa
<i>idade</i>	3 dias	90 dias	3 dias	28 dias
$\tau_{bmáx}$	4,2 MPa	36,3 MPa	5,8 MPa	37,7 MPa
\emptyset	8 mm	20 mm	8 mm	
<i>le</i>	40 mm	135 mm	40 mm	
<i>c</i>	36 mm	95 mm	46 mm	

Tabela 7.7 - Dados de ensaios de aderência aço-concreto tipo pull-out.

Autores	\varnothing (mm)	l_e (mm)	c (mm)	Idade (dias)	f_c (MPa)
Fernandes (2000)	10 / 20	50 / 100	45 / 90	28	27,47 / 27,99
Barbosa (2002)	16 / 20	80 / 100	52 / 90	90	33,63 / 54,77 / 63,31
França (2004)	16	80	92	28 / 90	32,97 / 35,21
Almeida Filho (2006)	10 / 16	50 / 80	45 / 72	7 / 14	30
Graeff (2007)	8/12,5	40/62,5	36/56,2	21	25
Caetano (2008)	12,5	62,5	61,8	63	25 / 45 / 65
Silva (2010)	8 / 10 / 12,5	40 / 50 / 62,5	96 / 95 / 93,7	3 / 7 / 28	16,7 / 21,1 / 28 / 33,1 / 40,5 / 49,9
Lorrain et al. (2010)	12,5	62,5	56,2	28	20
Lorrain et al. (2011)	8	80 / 135	36	3 / 7 / 14	6,8 / 8,1 /15,07/ 23,54 /26,75/ 27,12
Silva Filho et al. (2012)	12,5	62,5	56,2	28	27,4

O gráfico da Figura 7.15 mostra os resultados obtidos na presente pesquisa (ensaios tipo pull-out e push-in) e os resultados obtidos na literatura. Com intuito de comparar os dados com os modelos de predição da aderência apresentados na Figura 3.45, a Figura 7.15 mostra também os modelos matemáticos propostos pelos autores mostrados do item 3.3. Nota-se que os resultados apresentam grande variabilidade e que os valores propostos pelos modelos ficam mais próximos dos valores reais nas resistências menores.

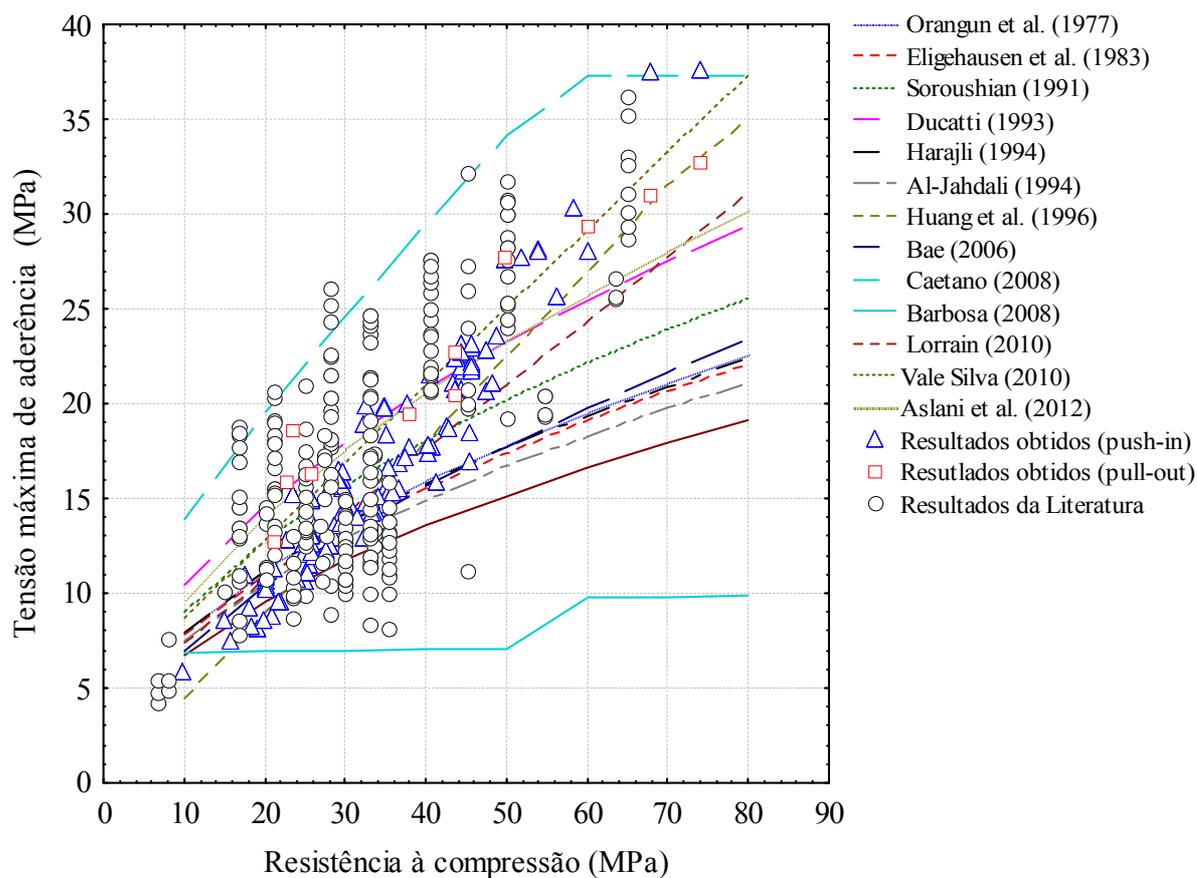


Figura 7.15 - Distribuição geral dos resultados analisados.

Os resultados gerais pesquisados (236 valores) e obtidos nesta pesquisa estão apresentados na Figura 7.16, onde pode-se observar uma grande dispersão dos dados quanto se refere a resistência à compressão do concreto e a tensão máxima de aderência.

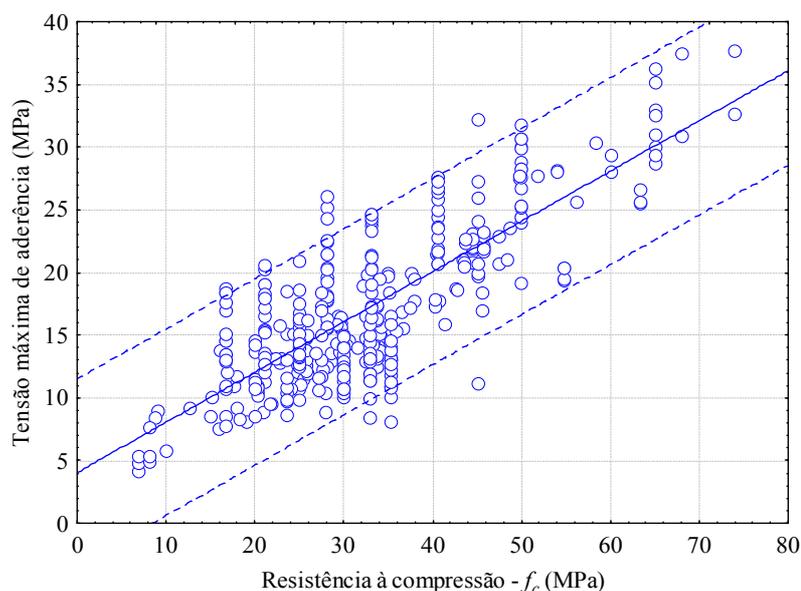


Figura 7.16 - Resultados gerais pesquisados e obtidos nesta pesquisa.

A primeira tentativa de estimativa foi baseada na relação direta e linear entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão do concreto, como mostra a Equação 7.11.

$$f_{cm} = K1(\tau_{b,m\acute{a}x}) \quad \text{Equação 7.11}$$

A Tabela 7.8 mostra os resultados obtidos para primeira análise linear considerando apenas a constante K1 mostrada na Equação 7.11. Observa-se que a constante K1 resulta-se significativa com um nível de confiança de 95% na estimativa da resistência à compressão, obtendo-se que a tensão máxima de aderência é na ordem de 53,3% da resistência à compressão do concreto.

Tabela 7.8 - Resultados obtidos para primeira análise linear considerando a constante K1.

Constante	Estimativa da constante	Desvio Padrão	<i>t-value</i> df=113	<i>p-level</i>	Limite inferior de confiança	Limite superior de confiança
K1	1,876482	0,021807	86,04780	0,00	1,833602	1,919362

O R^2 da Equação 7.12 é de 0,623, considerado baixo em relação as equações anteriores, porém se consideramos a aleatoriedade dos dados retirados das mais diversas pesquisas com materiais completamente distintos entre si, este $R^2=0,623$ até certo ponto demonstra como a resistência à compressão é importante na obtenção da tensão máxima de aderência, fato que fortalece a metodologia ABT.

$$f_{cm} = 1,876(\tau_{b,m\acute{a}x}) \quad R^2 = 0,623 \quad \text{Equação 7.12}$$

Na Figura 7.17 nota-se que a equação linear 7.12 determina maiores diferenças em torno da estimativa da resistência à compressão quando comparada as equações apresentadas anteriormente. A Figura 7.18 mostra a dispersão dos valores residuais das estimativas com a Equação 7.12, evidenciado altos valores residuais.

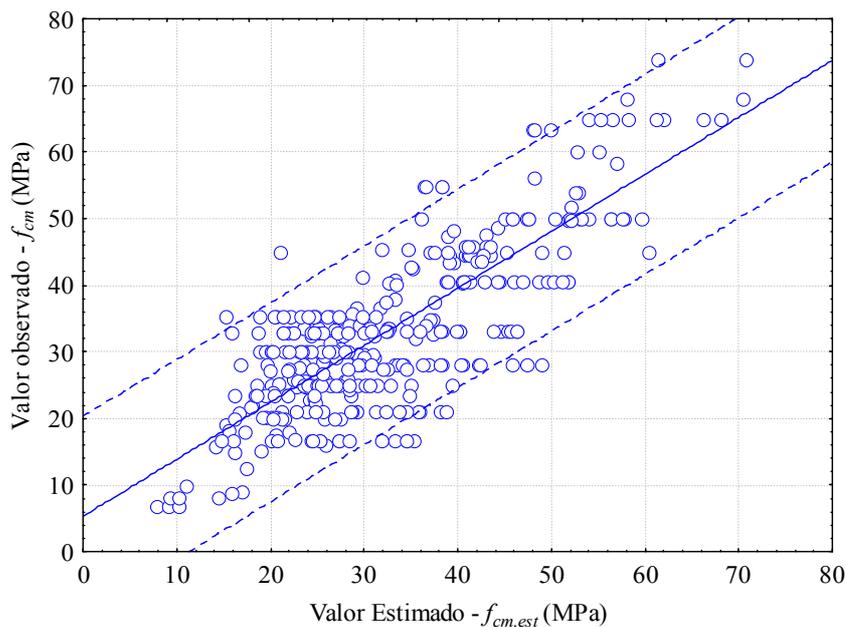


Figura 7.17 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.12.

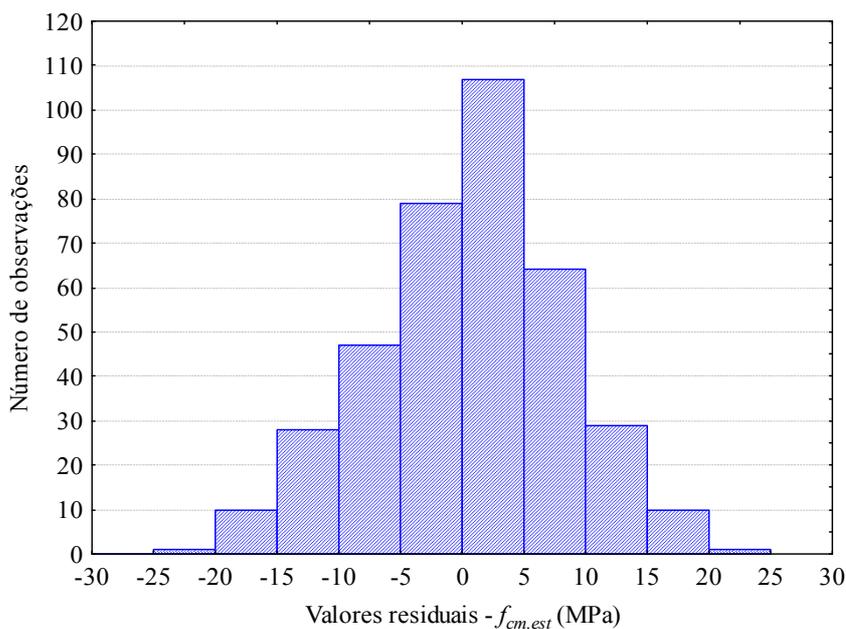


Figura 7.18 - Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.12.

Para a segunda tentativa de estimativa da resistência à compressão por meio de ensaios de aderência, utilizaram-se os modelos não-lineares mostrados nas Equações 7.13 e 7.14 com os fatores indicados na Tabela 7.6 e constantes (K1, K2, K3, K4 e K5) indicadas nas Equações 7.13 e 7.14. Esses modelos de equações derivam dos modelos matemáticos apresentados no item 3.3.

$$f_{cm} = \left[K1 + K2 \left(\frac{c}{\phi} \right) + K3 \left(\frac{\phi}{le} \right) \right] \times (\tau_{b,m\acute{a}x})^{K4} \quad \text{Equação 7.13}$$

Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto.

$$f_{cm} = \left[K1 + K2 \left(\frac{c}{\phi} \right) + K3 \left(\frac{\phi}{le} \right) \right] + K4(\tau_{b,m\acute{a}x})^{K5} \quad \text{Equação 7.14}$$

Onde: f_{cm} é a resistência média a compressão; $\tau_{b,m\acute{a}x}$ = tensão máxima de aderência; c = cobrimento de concreto ao redor da barra de aço; ϕ = diâmetro da barra de aço; le = comprimento de ancoragem experimental.

Na Tabela 7.9 apresenta-se a análise estatística para a Equação não-linear 7.13, observa-se que a constante K3 se mostrou de menor influência ($p\text{-level}=0,303$) e que todas as outras constantes resultam-se significativas com um nível de confiança de 95% ($p\text{-level}\leq 0,05$) na estimativa da resistência à compressão. Na Tabela 7.10 mostra-se a análise estatística para a Equação não-linear 7.14, nota-se que a constante K4 se mostrou de menor influência ($p\text{-level}=0,159$) e que todas as outras constantes resultam-se significativas com um nível de confiança de 95% ($p\text{-level}\leq 0,05$) na estimativa da resistência à compressão.

Tabela 7.9 - Análise estatística para a Equação não-linear 7.13.

Constante	Estimativa da constante	Desvio Padrão	<i>t-value</i> df=113	<i>p-level</i>	Limite inferior de confiança	Limite superior de confiança
K1	2,912112	0,481623	6,04645	0,000000	1,96511	3,859117
K2	-0,090958	0,015731	-5,78202	0,000000	-0,12189	-0,060026
K3	2,477106	2,402277	1,03115	0,303132	-2,24643	7,200646
K4	0,868719	0,031784	27,33226	0,000000	0,80622	0,931215

Tabela 7.10 - Análise estatística para a Equação não-linear 7.14.

Constante	Estimativa da constante	Desvio Padrão	<i>t-value</i> df=113	<i>p-level</i>	Limite inferior de confiança	Limite superior de confiança
K1	10,99939	3,12550	3,51924	0,000486	4,85375	17,14503
K2	-1,06707	0,17385	-6,13780	0,000000	-1,40891	-0,72522
K3	55,59526	16,54690	3,35986	0,000860	23,05921	88,13132
K4	0,21327	0,15130	1,40952	0,159507	-0,08424	0,51078
K5	1,54079	0,19265	7,99785	0,000000	1,16198	1,91959

As Equações 7.15 e 7.16 representam os resultados finais das regressões não-lineares. O R^2 da Equação 7.15 é de 0,677 e da Equação 7.16 é de 0,690.

$$f_{cm} = \left[2,912 - 0,090 \left(\frac{c}{\phi} \right) + 2,477 \left(\frac{\phi}{le} \right) \right] \times (\tau_{b,m\acute{a}x})^{0,868} \quad \text{Equação 7.15}$$

$$f_{cm} = \left[10,999 - 1,067 \left(\frac{c}{\phi} \right) + 55,595 \left(\frac{\phi}{le} \right) \right] + 0,213(\tau_{b,m\acute{a}x})^{1,541} \quad \text{Equação 7.16}$$

Na Figura 7.19 e 7.20 apresentam-se as diferenças entre a resistência à compressão real registrada nos ensaios e as estimativas realizadas com as Equações 7.15 e 7.16, respectivamente. Nota-se que as Equações não-lineares 7.15 e 7.16 determinam menores diferenças em torno da estimativa da resistência à compressão quando comparada a Equação linear 7.12. Entretanto é válido salientar que para o valor de R^2 subir apenas de 0,623 para 0,677 e 0,690 ocorreu a necessidade de inserir 3 incógnitas e 5 constantes. As Figuras 7.21 e 7.22 mostram as dispersões dos valores residuais das estimativas com uso das Equações 7.15 e 7.16, respectivamente.

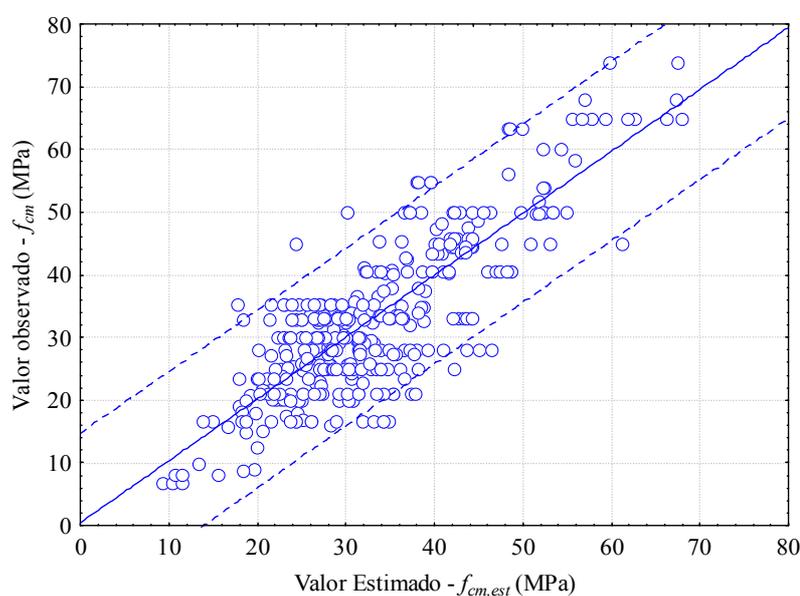


Figura 7.19 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.15.

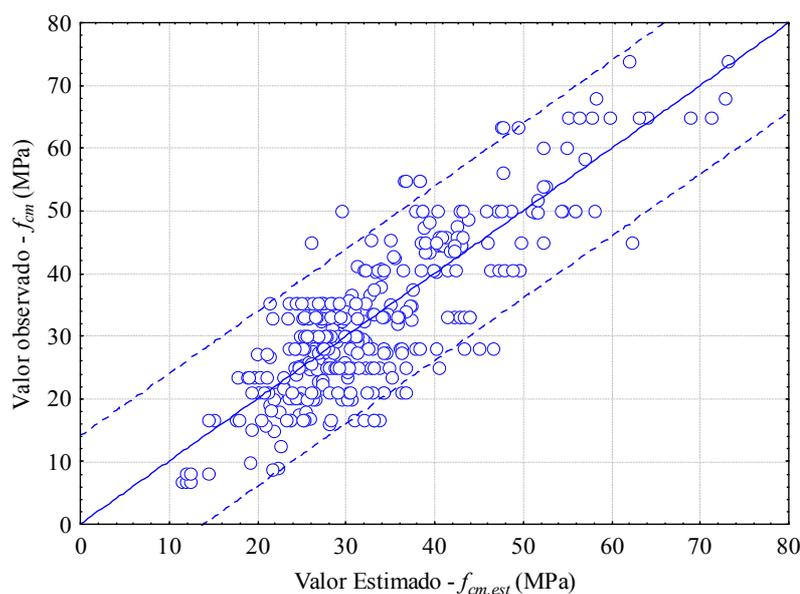


Figura 7.20 - Gráfico mostrando a diferença das estimativas obtidas com a Equação 7.16.

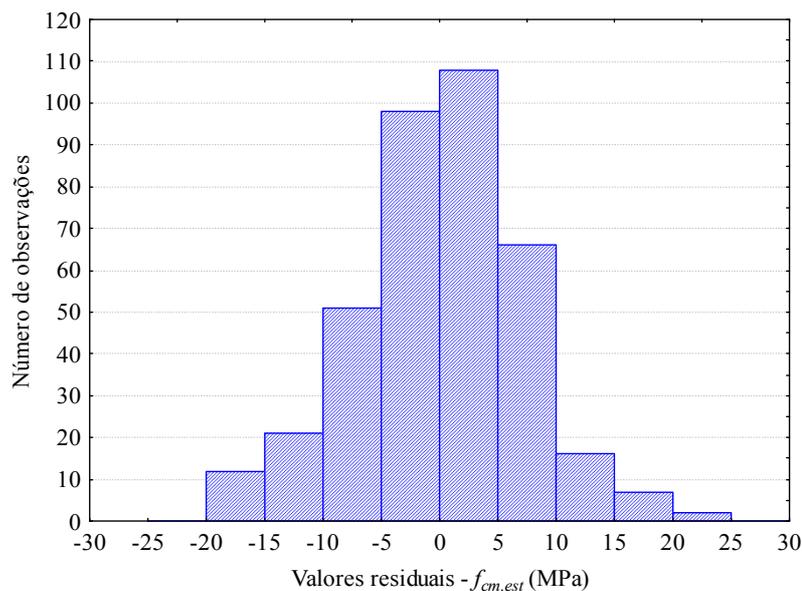


Figura 7.21 - Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.15.

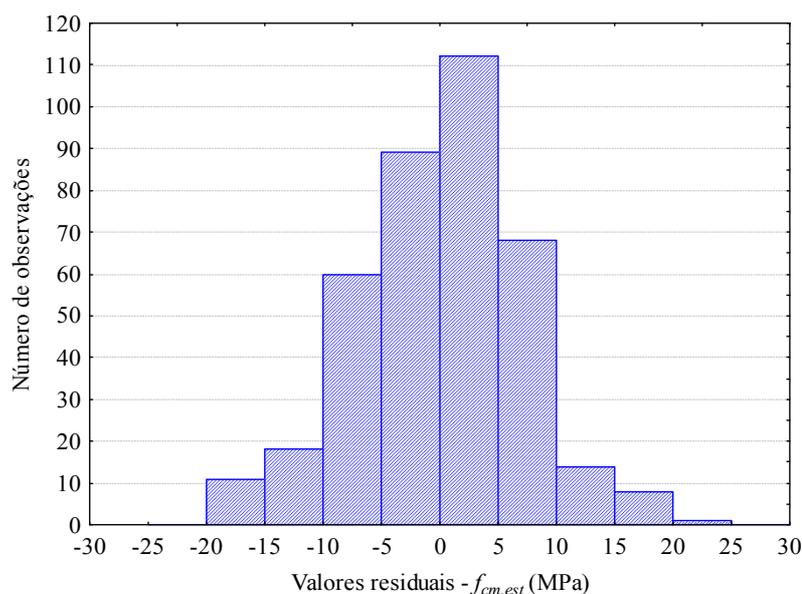


Figura 7.22 - Dispersão dos valores residuais com uso da Equação 7.16.

Como conclusão deste item pode-se dizer que a análise genérica da correlação entre a tensão de aderência pela resistência à compressão obtida de distintos programas experimentais deve ser utilizada com cautela, pois as incertezas são grandes na estimativa da resistência à compressão a partir de dados de ensaios de aderência com amplas variáveis. Entretanto, um conjunto de ensaios bem conduzido e padronizado pode gerar correlações lineares simples entre essas variáveis ($\tau b \times f_c$) e proporcionarem estimativas da resistência à compressão adequadas ao uso como controle de qualidade do concreto.

7.1.4 Verificação de distribuição normal (Teste de Kolmogorov-Smirnov)

Um dos parâmetros importantes para a implementação de um método ao controle de qualidade de um determinado material é saber qual tipo de distribuição seguem os valores obtidos pelo mesmo. Existem na literatura testes estatísticos para verificação da distribuição dos dados de um determinado ensaio. Um dos mais conhecidos é o teste de Kolmogorov-Smirnov que verifica se os resultados obtidos em um mesmo lote se enquadram a uma determinada distribuição. Neste caso será verificado a distribuição normal com um nível de significância adotado de 95 %, por se tratar da distribuição e nível de confiança mais usualmente aplicada as normativas de controle.

Segundo a metodologia do teste de Kolmogorov-Smirnov, um modelo analítico de ajuste de uma distribuição é aceitável quando a distância máxima entre a distribuição de probabilidade acumulada da amostra e a distribuição teórica ($D_{máx}$) for inferior ao valor adotado com base no nível de significância, $D(0,05; n)$. Ou seja; $D(0,05; n) \geq D_{máx}$; onde “n” representa o tamanho da amostra. Para o teste foram escolhidos os resultados da Obra 1, 3 e 4 aos 7 e 28 dias, sendo que os resultados da Obra 2 não foram analisados pois possuíam poucos dados.

Os resultados expostos na Tabela 7.11 mostram que em todos os casos em campo analisados é possível realizar um ajuste dos dados obtidos em uma curva de distribuição Normal, tanto para os rompimentos aos 7 dias, quanto para os realizados aos 28 dias. Para os resultados aos 7 dias ficou mais evidente a distribuição normal devido ao número maior de dados testados. Embora com poucos dados, a obra 4, aos 28 dias, se mostrou dentro de uma curva de distribuição normal. Este fato vem fortalecer o emprego do método ABT com um ensaio de controle de qualidade, pois apresenta adequada distribuição normal dos dados. As Figuras 7.23 a 7.28 mostram as distribuições normais com os valores observados e os quantis teóricos.

Tabela 7.11 - Resultados dos testes de ajustamento a uma distribuição normal.

Lote/ Obra	Idade (dias)	Diferença máxima ($D_{máx}$) Distr. Normal	Número de ensaios	$D(0,05; n) = \frac{1,36}{\sqrt{n}}$	Verificado distribuição normal
1	7	0,0619	24	0,2776	sim
1	28	0,1211	16	0,3400	sim
3	7	0,0797	24	0,2776	sim
3	28	0,1622	16	0,3400	sim
4	7	0,1256	18	0,3205	sim
4	28	0,1634	12	0,3926	sim

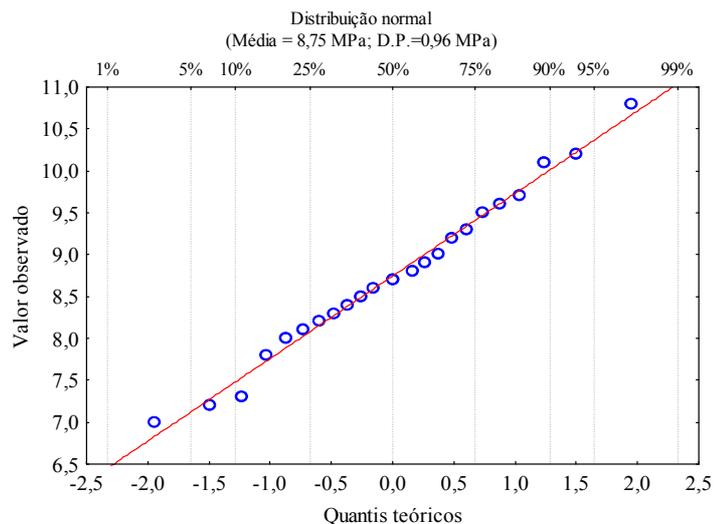


Figura 7.23 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 1 aos 7 dias.

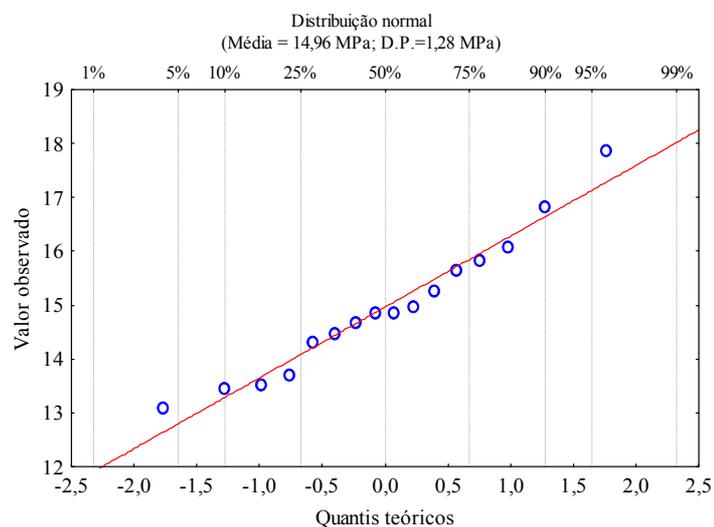


Figura 7.24 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 1 aos 28 dias.

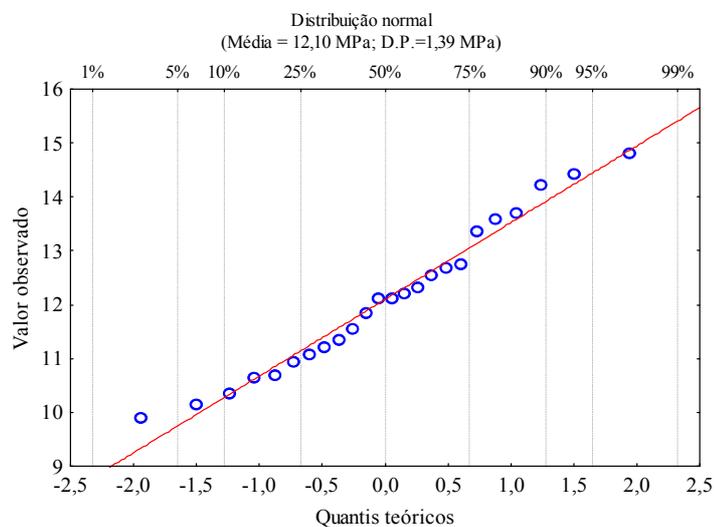


Figura 7.25 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 3 aos 7 dias.

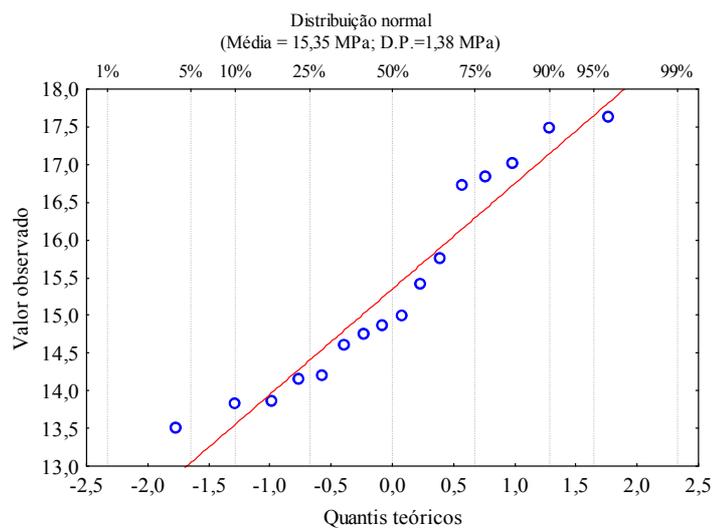


Figura 7.26 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 3 aos 28 dias.

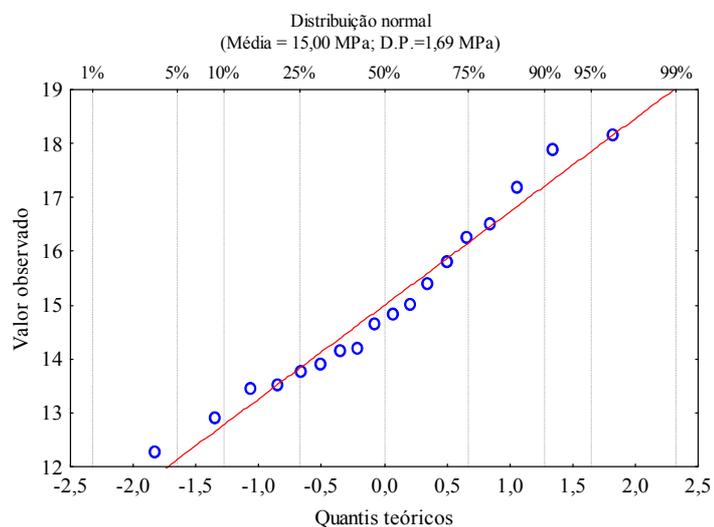


Figura 7.27 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 4 aos 7 dias.

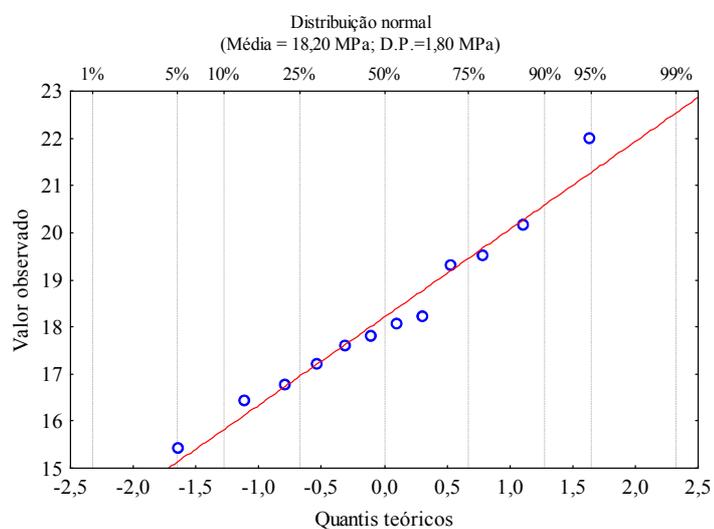


Figura 7.28 - Verificação de distribuição normal para os dados obtidos da Obra 4 aos 28 dias.

7.1.5 Variabilidade do ensaio e estimativa da resistência característica pelo ABT.

Outro parâmetro importante é a verificação da variabilidade do método. A Figura 7.29 mostra a dispersão do coeficiente de variação obtida nos ensaios de aderência comparados com os obtidos nos ensaios de compressão, mostrando que em média o coeficiente de variação dos ensaios de compressão foi de $3,3\pm 1,4\%$ e nos ensaios de aderência tipo pull-out ficou em $6,0\pm 3,0\%$ e o tipo push-in em $7,2\%\pm 2,5\%$. Esses valores estão próximos dos sugeridos por Bungey (2006) (Tabela 2.13), que indica que os ensaios de arrancamento de pino, nesse caso os que mais assemelham aos ensaios de aderência, têm um erro relativo de aproximadamente 8%. Os autores Malhotra e Carino (2004) salientam ainda que os valores de coeficientes de variação obtidos nesses tipos de ensaio de arrancamento podem chegar a 15%.

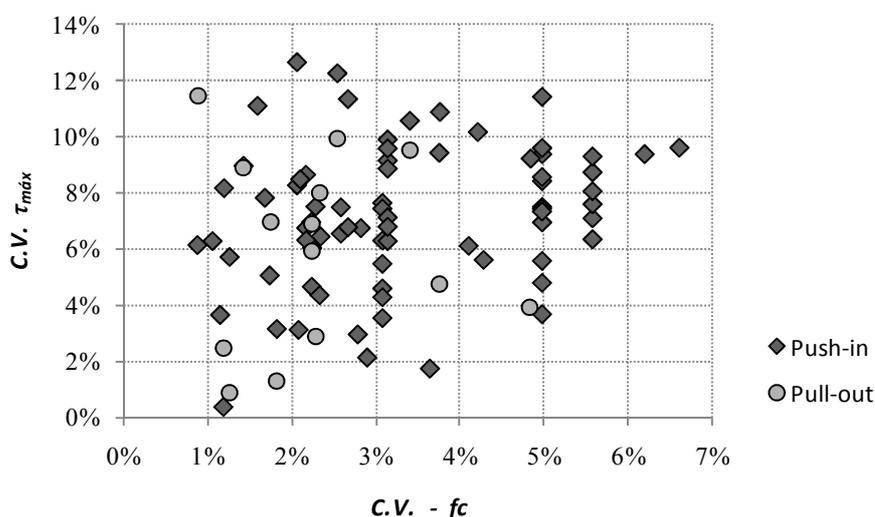


Figura 7.29 - Comparação entre os coeficientes de variação obtidos nos ensaios de aderência (pull-out e push-in) e de compressão.

A ASTM 228.1R (2003), recomenda por meio da Equação 7.17, um número ideal de repetições que um ensaio realizado em campo deve possuir para uma adequada estimativa da resistência à compressão por meio de curvas de correlações entre variáveis predefinidas. Levando em consideração os valores de coeficiente de variação mostrados na Figura 7.29, o número ideal de repetições para o ensaio tipo push-in são de 10 ensaios por amostragem.

$$n_i = 2 \left(\frac{V_i}{V_s} \right)^2 \quad \text{Equação 7.17}$$

Onde: n_i =número de repetições do teste em campo; V_i =coeficiente de variação do método em campo e V_s =coeficiente de variação do método padrão (no caso o ensaio de resistência à compressão).

A partir da confirmação no item anterior de que os dados se enquadram a uma distribuição normal é possível realizar uma estimativa da resistência característica a partir dos resultados obtidos em campo pelo método ABT. Em outras palavras é estimar a resistência à compressão característica ($f_{ck,est}$) a partir dos valores característicos de tensão de aderência, obtidos com o mesmo procedimento destinado aos ensaios de compressão simples da ABNT NBR 12655:2006. Tomando-se como base esses valores apresentados nas Tabelas 6.7; 6.8; 6.12; 6.13; 6.17; 6.18; 6.22 e 6.23, apresenta-se a Tabela 7.12. A Figura 7.30 mostra as resistências características obtidas pelo procedimento normal da ABNT NBR 12655:2006 e pelo procedimento da estimativa da resistência a partir das equações gerais 7.6 e 7.10 propostas anteriormente.

Tabela 7.12 - Resistências características aos 7 e 28 dias de todas as obras.

Obra	Idade 7 dias				Idade 28 dias						
	Método NBR 12655:2006		Método ABT		Método NBR 12655:2006			Método ABT			
			Eq. 7.6	Eq. 7.10				Eq. 7.6		Eq. 7.10	
	$f_{ck7,est}$ (MPa)	$\tau_{bk7,est}$ (MPa)	$f_{ck7,est}$ (MPa)	$f_{ck7,est}$ (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)	Classe	$\tau_{bk,est}$ (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)	Classe	$f_{ck,est}$ (MPa)	Classe
1	16,3	8,1	16,4	20,6	30,6	C30	14,3	29,0	C30	32,0	C30
2	26,0	12	24,4	29,6	46,2	C45	19,5	39,6	C40	43,9	C45
3	24,4	11,1	22,5	25,8	33,0	C35	14,1	28,6	C30	31,6	C30
4	33,0	13,8	28,0	31,8	40,3	C40	16,4	33,3	C35	36,7	C35

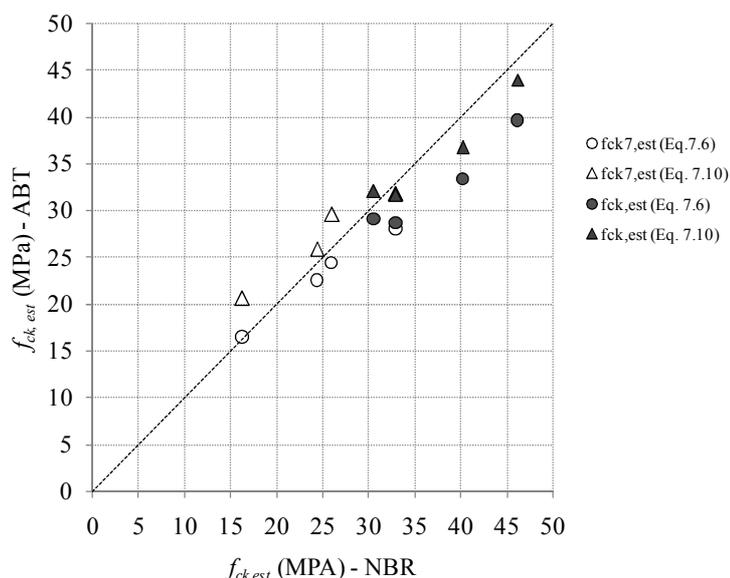


Figura 7.30 - Comparação entre o $f_{ck,est}$ estimado pelo ABT e o $f_{ck,est}$ estimado pelos ensaios tradicionais de compressão.

Observa-se na Figura 7.30 que as estimativas do f_{ck} obtidas pelo método ABT ficaram próximas das estimativas realizadas com os ensaios tradicionais de compressão e que a Equação 7.10 proporcionou resultados mais próximos do $f_{ck,est}$ tradicional. Apesar da estimativa da resistência característica à compressão ser mostrar eficiente e com boa correlação com a obtida tradicionalmente, essa deve ser explorada com mais dados, pois foi montada com 4 obras de características similares utilizando o método de controle total dos caminhões betoneiras.

7.2 PADRONIZAÇÃO E ROTEIRO PARA IMPLEMENTAÇÃO DO MÉTODO DE ENSAIO

Este item destina-se a padronização do método de ensaio, para posterior aplicação em campo. Na Tabela 7.13 está descrito detalhadamente o roteiro e quais são os itens necessários para adequada aplicação do método ABT como ensaio tipo push-in. Como parâmetro comparativo apresenta-se juntamente ao método ABT (tipo push-in) o método com ensaios tipo pull-out com uso de garrafas PET como moldes, o qual está descrito no item 3.5.1 e foi proposto inicialmente por Lorrain e Barbosa (2008).

De uma maneira geral pode-se adotar para a estimativa da resistência à compressão média do concreto a Equação 7.18 ou a Equação não-linear 7.19, apresentadas anteriormente. Para a estimativa da resistência característica do concreto a partir do método ABT deve-se aplicar o método da ABNT NBR 12655:2006 para estimar a tensão de aderência característica e a partir deste valor aplicar a Equação 7.18 ou 7.19.

$$f_{cm} = 2,03(\tau_{bm\acute{a}x}) \quad R^2 = 0,90 \quad \text{Equação 7.18}$$

$$f_{cm} = -22,324 + 1,911(\tau_{bm\acute{a}x}) - 9,432\left(\frac{a}{agl.}\right) + 55,921(\alpha) \quad R^2 = 0,95 \quad \text{Equação 7.19}$$

Tabela 7.13 - Parâmetros para a padronização do método de ensaio ABT.

Parâmetros do Método			Possibilidades	Modelo 1 (Bottle bond test)	Modelo 2 (Push-in test)
Molde	1	Material constituinte do molde para o corpo de prova	(a) Metálico, (b) fibra de náilon, (c) madeira ou (d) PET.	(d) PET	(b) fibra de náilon
	2	Formato do molde para o corpo de prova	(a) Cilíndrico, (b) cúbico ou (c) prismático.	(a) Cilíndrico $\varnothing_{cp}=100$ mm $L_{cp}=200$ mm	(a) Cilíndrico $\varnothing_{cp}=100$ mm $L_{cp}=100$ mm
Preparação e moldagem do Ensaio	3	Comprimento de ancoragem (l_e)	$3\varnothing \leq l_e \leq 10\varnothing$	5 \varnothing	
	4	Relação do cobrimento de concreto ao redor da barra de aço (c/\varnothing)	$c/\varnothing > 5$	5,75	
	5	Disposição da barra na hora do lançamento do concreto	(a) Horizontal ou (b) Vertical	(b) Vertical	
	6	Adensamento do concreto no molde	(a) Mecânico com mesa vibratória ou (b) Manual com haste metálica.	(b) Manual com haste metálica.	
	7	Quantidade de corpos de prova	≥ 2 corpos de prova por exemplar	Mínimo de 6 corpos de prova por amostragem total	
Barras de Aço	8	Tipo de configuração geométrica das nervuras das barras CA-50	Tipo 1, 2, 3 ... etc.	Tipo 1 (ilustrada na Tabela 5.3)	
	9	Diâmetro da barra de aço CA-50	(a) $\varnothing=8$ mm; (b) $\varnothing=10$ mm; (c) $\varnothing=12,5$ mm. ...etc	(a) $\varnothing=8$ mm	
	10	Estado em que se encontra a superfície da barra	(a) Sem oxidação superficial ou (b) com oxidação superficial.	(a) ; porém podem ser limpas caso estejam com oxidação superficial leve.	
Concreto	11	Resistência à compressão do concreto	Grupo 1: $f_c \leq 50$ MPa Grupo 2: $50 < f_c \leq 100$ MPa ABNT NBR 8953:2011	Grupo 1: C15; C20; C25; C30; C35; C40; C45; C50. Grupo 2: C55; C60; C70.	Grupo 1: C15; C20; C25; C30; C35; C40; C45; C50. Grupo 2: C55; C60; C70.
	12	Dimensão máxima característica dos agregados	4x menor que a dimensão mínima do molde.	$D_{m\acute{a}x} \leq 25,0$ mm	$D_{m\acute{a}x} \leq 25,0$ mm
Desmoldagem, Cura, e Estocagem	13	Tempo para desmoldagem	≥ 24 h	24h	
	14	Cura e estocagem dos corpos de prova	(a) Apenas armazenado longe dos intempéries; (b) Câmara úmida com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa do ar superior a 95%; (c) Solução saturada de hidróxido de cálcio com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$.	(a) Apenas armazenado longe dos intempéries.	(c) Solução saturada de hidróxido de cálcio com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$.
Execução dos ensaios	15	Idade de ruptura	≥ 3 dias	7 dias	
	16	Tipo de carregamento	(a) Pull-out ou (b) Push-in	(a) Pull-out	(b) Push-in
	17	Taxa de carregamento	Velocidade com controle ou não	Velocidade com controle manual. Duração do ensaio superior a 60s	
	18	Tipo de ruptura	(a) Deslizamento; (b) Fendilhamento concreto; (c) Ruptura da barra.	(a) Deslizamento	

8 CONCLUSÕES

Neste capítulo estão apresentadas as principais conclusões obtidas sobre o método de ensaio de aderência aço-concreto proposto, bem como sugestões para trabalhos futuros.

8.1 CONCLUSÕES FINAIS

A análise da correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão permitem concluir que os ensaios de aderência são adequados para estimar a resistência à compressão axial do concreto, em todas as idades testadas. Com a análise das correlações conclui-se que o crescimento da tensão máxima de aderência é proporcional ao crescimento da resistência à compressão do concreto. As curvas de correlação obtidas nesta pesquisa fortalecem a proposta original do método de Lorrain e Barbosa (2008) de tornar os ensaios de aderência em testes de qualificação do concreto armado devido à boa proporcionalidade da resistência à compressão axial e a tensão máxima de aderência. As principais conclusões são:

(1) Os métodos de ensaio tipo pull-out e push-in apresentam resultados similares de tensão máxima de aderência, desde que ocorra ruptura por deslizamento da barra de aço em relação ao concreto e este fato acontece com $f_{cm} \leq 60$ MPa para ensaios com 28 dias e $f_{cm} \leq 70$ MPa para ensaios aos 7 dias. Entre $60 \text{ MPa} < f_{cm} \leq 75 \text{ MPa}$ ocorre o escoamento e a estricção do aço no ensaio tipo pull-out, diferenciando os resultados obtidos de ambos os testes. Acima de 75 MPa ocorre a ruptura do aço e/ou fendilhamento do concreto no ensaio tipo pull-out e a ruptura por fendilhamento do concreto no ensaio tipo push-in devido a deformação lateral do aço comprimido. Dentro desse panorama, conclui-se que o limite de resistência à compressão do concreto é de 70 MPa, para se utilizar o método ABT com o ensaio tipo push-in aos 7 dias com as características descritas nesta pesquisa.

(2) A análise das características geométricas das barras de aço utilizando o scanner a laser se mostrou eficaz, melhorando a acurácia das medidas. Notou-se que as resistências mecânicas pouco influenciaram na aderência aço-concreto, por exemplo, a barra 5, que obteve resultados insatisfatórios na tensão de escoamento e bom resultado na aderência aço-concreto. Quanto à geometria das barras de aço evidencia-se a importância da configuração geométrica das nervuras na tensão máxima de aderência. Notou-se que a altura da nervura tem um dos papéis mais relevantes na eficácia da aderência aço-concreto. Para obtenção de um maior nível de

confiança da curva de correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão deve-se necessariamente levar em consideração a configuração geométrica das barras de aço. Nesse quesito os resultados apresentados vêm somar ao banco de dados dos ensaios de aderência, no que se refere à determinação de coeficientes de correções para barras com diferentes características geométricas.

(3) *A priori*, a faixa de velocidade de carregamento entre 0,64 a 155,52 kN/min não influenciou significativamente nos resultados de tensão máxima de aderência nos dois traços testados. Como conclusão, recomenda-se que em ensaios ABT com controle manual de velocidade tenham pelo menos 60s de duração para garantir uma velocidade menor que 50 kN/min.

(4) Os tipos de cura: (A) Câmara úmida - temperatura de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa do ar superior a 95%, (B) Solução saturada de hidróxido de cálcio - temperatura de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e (C) Em ambiente de laboratório armazenado longe das intempéries; não influenciaram significativamente os resultados de tensão máxima de aderência aos 7 dias nos três traços testados. Os resultados de tensão máxima de aderência dos ensaios realizados aos 28 dias, para os procedimentos de cura (A) e (B) não apresentaram diferenças significativas para os três traços testados. Como conclusão e medida de padronização para o campo, recomenda-se utilizar o procedimento de cura (B), por ser mais comumente empregado em obra e garantir maior facilidade para a uniformidade do procedimento de cura.

(5) Quanto ao tipo de adensamento (manual ou mecânico), estes não influenciaram significativamente os resultados de tensão máxima de aderência aos 7 dias nos três traços testados. O tempo de desmoldagem também não afetou significativamente os resultados de tensão máxima de aderência aos 7 dias nos três traços testados. Assim, como conclusão e medida de padronização para o campo, recomenda-se utilizar o procedimento de adensamento manual com haste metálica e com relação ao tempo de desmoldagem recomenda-se 24hs, pois esses processos já possuem boa familiaridade e aceitabilidade em campo.

(6) O método é eficaz em detectar concretos não conformes logo aos 7 dias. O tipo de cimento (CPV-ARI e CPIV) não apresentou diferenças significativas nos resultados de tensão de aderência, permanecendo a resistência à compressão do concreto como o fator de maior influência na aderência. Entretanto observa-se que o aumento da tensão de aderência dos 7 dias para os 28 dias é proporcional ao tipo de cimento, ou seja, a relação de aumento do valor

da aderência com o tempo é similar ao aumento da resistência à compressão do concreto no mesmo período para cada tipo de cimento. Outro fator observado foi que composições com relação a/c maiores obtiveram um aumento menor da tensão de aderência dos 7 para 28 dias, fato provavelmente ligado ao acréscimo da porosidade com o aumento da relação a/c e consequentemente redução da aderência.

(7) Os testes em campo se mostraram de fácil aplicação de modo similar ao ensaio padrão de compressão tradicional. A resistência de aderência seguiu uma distribuição normal e uma adequada proporção com a resistência à compressão, inclusive a tendência de queda observada em ambas as resistências em alguns caminhões aos 7 e 28 dias. As estimativas do f_{ck} obtidas pelo método ABT ficaram próximas das estimativas realizadas com os ensaios tradicionais de compressão, a Equação 7.10 proporcionou resultados mais próximos do $f_{ck,est}$ tradicional. A estimativa da resistência característica se mostrou eficaz com a utilização da mesma metodologia de estimativa proposta pela ABNT para ensaios de compressão.

(8) A idéia de realizar o ensaio de aderência aos 7 dias foi reforçada nesta pesquisa, pois nesta idade já se tem um valor que pode-se correlacionar satisfatoriamente com a resistência à compressão. Este fato torna-se particularmente atrativo em estruturas em que o conhecimento da resistência à compressão em poucas idades é fundamental, como por exemplo, em estruturas que serão protendidas.

(9) O método obterá melhores resultados acerca da estimativa da resistência à compressão se for realizado uma calibração prévia da curva de correlação, ou seja, se forem feitos testes preliminares com o mesmo traço do concreto da obra e verificado sua correlação com a resistência à compressão. Deste modo garantem-se menores desvios na estimativa da resistência à compressão pelo método ABT. Outro fator importante é o adequado treinamento da equipe para uma correta aplicação do método de acordo com os detalhes apresentados na Tabela 7.13.

Analisando-se de forma geral pode-se concluir que os resultados obtidos indicam que o método para analisar a aderência aço-concreto tipo push-in proporciona resultados de tensão máxima de aderência linearmente proporcionais a resistência à compressão do concreto, fato que pode ser de grande contribuição na implementação da proposta original de Lorrain e Barbosa (2008). Vale lembrar que o método de ensaio push-in possui maior facilidade de implementação quando comparado ao pull-out. Outro fato relevante está na fabricação do

molde, pois a facilidade da moldagem e desmoldagem poderá proporcionar avanços para a pesquisas com o método APULOT, que visa a implementação do ensaio de aderência aço-concreto apropriado (Appropriate Bond Test - ABT) em canteiros de obras visando complementar o controle de qualidade tradicional. Vale esclarecer que a fundamental justificativa para o emprego do método proposto nesta pesquisa em complementação ao método tradicional de controle da resistência à compressão é que este proporcionará o acompanhamento e controle da resistência do concreto em obra sem os possíveis erros acometidos pelo capeamento dos corpos de prova tradicionais, com uso de equipamentos simples com capacidade de carga reduzida. Além de fornecer uma contra prova dos valores de resistência à compressão para tomadas de decisões referentes a concretos não conformes. Pode-se dizer que esta pesquisa abriu possibilidades para várias pesquisas complementares, visto a grande variabilidade do concreto como material estrutural.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir segue algumas sugestões para continuidade e complementação do presente trabalho, no que se refere principalmente a estimativa da resistência à compressão pelo método de ensaio proposto.

- a) Considerar e ampliar o número de variáveis inerentes ao concreto: teor de argamassa, tipo de cimento, teor de umidade, dimensões e proporções dos agregados, cimentos especiais e concretos especiais.
- b) Realizar comparações entre equipes distintas, testes entre canteiros de obras diversos, pesquisas de satisfação do usuário e cliente.
- c) Modelagem numérica do método de ensaio proposto.
- d) Analisar o comportamento da aderência aço-concreto através de redes neurais artificiais (RNAs).
- e) Implementar uma proposta de normativa do método.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMS, D.A. **Tests of bond between concrete and steel**: engineering experiment station. Illinois: University of Illinois Bulletin, 1913. 248p. (Bulletin, 71).

ABRISHAMI, H. H.; MITCHELL, D. **Analysis of bond stress distributions in pull-out specimens**. ASCE, Journal of Structural Engineering, v.122, n.3, 1996.

ALAVI-FARD, M.; MARZOUK. H.; **Bond of high-strength concrete under monotonic pull-out loading**. Magazine of Concrete Research, 56, No. 9, November, 545–557, 2004.

AL-JAHDALI, F. A.; WAFI, F. F.; SHIHATA, S. A. **Development length for straight deformed bars in high-strength concrete (SP-149)**. Special Publication (ACI), v.149, 1994.

ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensável**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

ALVAREZ, M.: **Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton**. ETH Zürich, Diss., Basel: Birkhäuser (IBK Bericht 236), 1998.

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 228. **ACI 228.1R**. In-place methods to estimate concrete strength, Farmington Hills, MI. 2003.

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. ACI COMMITTEE 214. **ACI 214-2R**: Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete. Manual of Concrete Practice. v.1, Farmington Hills: 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI COMMITTEE 228. **ACI 228.2R-21** Part 2: Nondestructive Test Methods for evaluation of Concrete in Structures. Farmington Hills: 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 1231/C 1231M**: Standard practice for use of unbonded caps in determination of compressive strength of hardened concrete cylinders. ASTM Committee C09 on Concrete and concrete Aggregates, 2012.

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 617**: standard practice for capping cylindrical concrete specimens. ASTM Committee C09 on Concrete and concrete Aggregates, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G1**: standard practice for preparing, cleaning, and evaluating corrosion test specimens. West Conshohocken: ASTM, 2003. 5p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C900**: Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete, West Conshohocken, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C803/C803M-03**: Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete, West Conshohocken, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C805/C805M-13**: Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete, West Conshohocken, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C1150**: Standard Test Method for the Break-Off Number of Concrete (Withdrawn 2002), West Conshohocken, 1996.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C597**: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete, West Conshohocken, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C873/C873M**: Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds, West Conshohocken, 2010.

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

ANDRADE, J. J. O; TUTIKIAN, B. F. **Resistência Mecânica do Concreto**. In.: ISAIA G. C., *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.1, cap. 4, p. 615-652.

ASLANI, F.; NEJADI, S. **Bond Behavior of Reinforcement in Conventional and Self-Compacting Concrete**. *Advances in Structural Engineering*, v.15, n.12, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1** - Materiais metálicos - Ensaio de tração. Parte 1 Método de ensaio à temperatura ambiente, 2013

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto- Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2008.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 77**: concreto - preparação das bases dos corpos-de-prova e testemunhos cilíndricos para ensaio de compressão. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1996. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6153**: Produtos metálicos - Ensaio de dobramento semi-guiado. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7478**: Método de ensaio de fadiga de barras de aço para concreto armado. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

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. São Paulo 1982. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9833**: Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15146**: Controle tecnológico de concreto - Qualificação de pessoal - Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 33**: Concreto - Amostragem de concreto fresco. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7680**: Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584**: Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8802**: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM ISO 7500-1**: Versão Corrigida: 2004: Materiais metálicos - Calibração de máquinas de ensaio estático uniaxial

Parte 1: Máquinas de ensaio de tração/compressão - Calibração do sistema de medição da força. Rio de Janeiro, 2004.

BACH, C. **Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens. Mitteilungen über Forschungsarbeiten**, Verein Deutscher Ingenieure, Kommissionsverlag von Julius Springer; Berlin, 22, 1-41. 1905.

BAEL. **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites**, CSTB 1991, rev 1999.

BAMONTE, P. F.; GAMBAROVA, P. G. **High-Bond Bars in NSC and HPC: Study on Size Effect and on the Local Bond Stress-Slip Law**. ASCE, Journal of Structural Engineering, v.133, n. 2, 2007.

BARBOSA, F. R. ; MOTA, J. M. F. ; SILVA, A. J. C. E. ; OLIVEIRA, R. A. . **Influência do capeamento de corpos-de-prova cilíndricos na resistência à compressão do concreto**. Concreto & Construção, v. 38, p. 82-87, 2010.

BARBOSA, M. P. ; GASPARETO, K. ; SILVA, B. V. ; SILVA FILHO, L. C. P. ; LORRAIN, M. . **Experiências sobre a influência da corrosão superficial das armaduras nos ensaios de aderência APULOT**. In: CONPAT 2011 - Congresso Latinoamericano de Patología de la Construcción y el Congreso de Control de Calidad en la Construcción, 2011, ANTIGUA-GUATEMALA. ANAIS DO CONPAT 2011. GUATEMALA, p. 17-24.2011.

BARBOSA, M. P. ; PEREIRA, J.B.;LORRAIN, M.; **Análise experimental e avaliação da influência da resistência à compressão do concreto no ensaio de aderência APULOT**. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.

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**. 1998. 174 f. Tese (Livre Docência) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira,1998.

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

BARBOSA, M. T. G. ; SANCHEZ FILHO, E. S. ; OLIVEIRA, T. M. ; SANTOS, W. J. . **Analysis of the relative rib area of reinforcing bars pull out tests**. Materials Research, v.11, p. 453-457, 2008.

BATLOUNI NETO J.. **Diretrizes do projeto de estrutura para garantia do desempenho e custo**. In.: ISAIÁ G. C., *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.1, cap. 4, p. 127-156.

BATTAGIN I. L. S. **Normas técnicas de concreto e estruturas**. In.: ISAIA G. C., *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.1, cap. 5, p. 157-184.

BAUER L. A. F.; BAUER R. J. F. **Controle tecnológico do concreto**. In.: BAUER L. A. F., *Materiais de construção*. 5ª Edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2000. vol.1, cap 13, p. 375-403.

BAUS, R.: **Proposition de détermination des longueurs pratiques d'ancrage à partir des contraintes de rupture d'adhérence données** par le beam test. In: *Aciers - Adhérence - Ancrages*. Paris: Comité Européen du Béton (CEB Bulletin 48), S. 106-121. 1965.

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

BICKLEY, J. A., **Concrete Optimization**. *Concrete International*, V. 4, No. 6, June, pp. 38-41. 1982.

BICKLEY, J. A., **Variability of Pullout tests and in-Place Concrete Strength**. *Concrete International*, V. 4, No. 4, Apr., pp. 44-51. 1982.

BONY, J.; CLAUDE, G.; SORETZ, S.: **Vergleich von Biegehaft- und Ausziehversuchen. Luxembourg**: Tor-Isteg Steel Corp. (Betonstahl in Entwicklung 58) – deutsche Übersetzung von: Comparaison des essais d'adhérence par flexion (beam test) et par traction (pull-out test). *Matériaux et Constructions* v.6 (1975), p. 395-401, 1973

BRANDÃO, A. M. S. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto**. 1998. 137f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BRANDÃO, A. M. S; PINHEIRO, L. M. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto**. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v.3, n.8, p.1-26, 1999.

BRITISH STANDARDS INSTITUTE. **BS 1881 204**: Testing Concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters. London: BSI, 1988.

BUNGEY, J. H.; MILLARD, S. G.; GRANTHAM, M. G.. **Testing of concrete in structures**. 4ª ed. New York: Taylor e Francis. 2006. 339 p.

BEZERRA, A. C. S. **Influência das Variáveis de Ensaio nos Resultados de Resistência à Compressão de Concretos: uma análise experimental e computacional**. Dissertação. UFMG. Belo Horizonte. 2007.

CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência de elementos de concreto armado em condições extremas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CALDERARO, R. P.; BARBOSA, M.P. **Aderência Aço-Concreto: Análise experimental da influência da variação da geometria da garrafa PET e do cobrimento do concreto ao redor da barra de aço.** In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/Al Anais do 54ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.

CAMACHO, J. S. **Introdução ao estudo do concreto armado.** (Apostila - Curso de Engenharia Civil - FEIS/UNESP). Ilha Solteira, 2006.

CHAPMAN, R; SHAH, S. **Early-age bond strength in reinforced concrete.** ACI Journal Materials, Michigan, v.84, n.6, p. 501-510, 1987.

CHIES, J. A. **Corpos de prova submetidos à compressão: influencia do tipo de preparação das faces para diferentes níveis de resistência do concreto.** Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil). Porto Alegre, 2011.

CHIES, J. A. ; SILVA, B. V. ; MAGALHÃES, F. C. ; GIROTTO, L. S. ; SILVA FILHO, L. C. P. **Avaliação do uso do neoprene em ensaios de compressão do concreto.** In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.

CLAUDE, G.: **Détermination des caractéristiques d'adhérence des armatures ordinaires de gros diamètres.** In: Aciers - Adhérence - Ancrages. Paris: Comité Euro-International du Béton, (CEB Bulletin 118). 1979.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projetos, dimensionamentos e verificação.** Brasília: UnB, 2005. 410p.

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

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB): **Bond action and bond behaviour of reinforcement: State-of-the-art report.** (CEB Bulletin 151). Paris: CEB, 1982

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB): **CEB/FIP Model Code 1990:** Design Code. London: Thomas Telford, 1993

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB): **CEB/FIP Code 90:** Structural Concrete. updating. Lausanne, FIB, bulletin 2, v.2, 1999.

CLARK, A. P. **Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars.** ACI Journal Proceedings, Michigan, v.18, n.4, p. 381-400, 1946.

CLARK, A.P. **Bond of concrete reinforcing bars.** ACI Journal, v.46, n.11, p.161-184, 1949.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN EN 1992-1-1:** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004. Berlin: Beuth, Oktober 2005.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1045**: Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung. (Withdrawn) "Structural use of concrete - Design and construction". 1988.

DAL BOSCO, V. I. ; SILVA, B. V. ; TROIAN, P. ; BARBOSA, M.P. ; SILVA FILHO, L. C. P. **Comparativo experimental entre os métodos de ensaios pull-out e push-in para determinação da tensão de aderência aço-concreto**. In: 54° Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54° CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.

DAHOU, Z.; MEHDI SBARTAÏ, Z.; CASTEL, A.; GHOMARID, F. **Artificial neural network model for steel-concrete bond prediction**. Engineering Structures, n.31, p.1724-1733, 2009.

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

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTERO, V. V.: **Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations**. Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, (UCB/EERC-83/23).1983

ENGEL, P. M., **Redes Neurais**. Programa de Pós Graduação em Computação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. **EN 12390-2**: Testing hardened concrete - Part 2: making and curing specimens for strength tests. 2009.

EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 1995. (Atual EN 1992-1-1:2004)

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON. FIB: **Bond of reinforcement concrete, State-of-art report**. Bulletin N° 10. Lausanne, Switzerland: FIB, 2000. 427p.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON. FIB: **Model Code for Service Life Design**. Lausanne: fib, bulletin 34, 2006.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON. FIB: **Model Code 2010**. Draft Model Code. Lausanne: fib, bulletin 55, v.1. March 2010.

FERGUSON, P. M. **Bond Stress - The State of the Art**. ACI Proceedings Journal, v.63, n.11, p. 1161–1190, 1966.

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

FERREIRA, E. G.; GONÇALVES, R. S.; CARVALHO, E.; CUNHA, J. C.; BARBOSA, M. P.; LORRAIN M. S. **Controle da Qualidade do Concreto Pelo Ensaio de Aderência “Pull-**

out Test". In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis/SC. Anais do 53º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2011.

Final Report of the Special Committee on Concrete and Reinforced Concrete (with others). Proc. ASCE., Vol. XLII, Part B, 1916, pp. 1657-1708; Trans. ASCE., Vol. LXXXI, pp. 1101-1152, 1917.

FRANÇA, H. V. **Aderência aço-concreto – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha**. 2004. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

FUSCO P. B.. **Princípios básicos para projeto de estruturas de concreto**. In.: ISAIA G. C., *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.1, cap. 3, p. 101-126.

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

FU, X.; CHUNG, D. D. L. **Decrease of the bond strength between steel rebar and concrete with increasing curing age**. Cement and Concrete Research. v.28, n.2, p.167-169, 1998.

GARCÍA-TAENGUA E.; MARTÍ-VARGAS J. R.; SERNA-ROS P.. **Bond of reinforcement in concrete applied to concrete quality control: the bottle bond test**. Strain, v.50, p.57–67, 2014.

GASPARETO, K; BARBOSA, M. P.; LORRAIN, M.; **Aplicação e avaliação do ensaio de APULOT em canteiros de obras de pequeno e médio porte**. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.

GILKEY, H. J.; CHAMBERLIN, S. J. ; BEAL, R. W. **The Distribution of Strain in the Concrete of Pull-Out Specimens**. Highway Reg. Board. 1938.

GODOY, J. L.; JACINTHO, A. E. P. G. A.; PIMENTEL, L. L.; LORRAIN, M.; BARBOSA, M. P. **Substituição de uma parcela do agregado natural por borracha de pneus: influência na aderência aço e concreto**. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.

GOLAFSHANI, E. M., RAHAI, A.; SEBT, M. H.; AKBARPOUR H. **Prediction of bond strength of spliced steel bars in concrete using artificial neural network and fuzzy logic**. Construction and Building Materials, v.36, p. 411-418, 2012.

GRAEFF, A. G., **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado**. 2007. 184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007.

HAYKIN, S. **Redes Neurais: Princípios e prática**. Porto Alegre, Bookman, Tradução de Paulo Martins Engel. 2001.

HAMAD, B.S. **Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries**. ACI Structural Journal, v.92, n.1, p. 3-13, 1995a.

HAMAD, B.S. **Comparative bond strength of coated and uncoated bars with different rib geometries**. ACI Materials Journal, v.92, n.6, p. 579-590, 1995b.

HARAJLI, M. H. **Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete**. ACI Structural Journal, v.91, n.5, 1994.

HELENE, P. R. L. **Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural**. Revista ALCONPAT, v.1, n.1, p. 67-92, 2011.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 349p.

HIMSWORTH, F. R.. **The application of statistics to concrete quality**. In: ANDREW, Ralph P. ed., Mix design and quality control of concrete: proceedings of symposium. London, CCA, p.465-87.1954.

HJORTH, O.: **Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten**. Technische Universität Braunschweig, Diss., 1976.

HUANG, Z.; ENGSTROM, B.; MAGNUSSON, J. **Experimental and analytical studies of the bond behaviour of deformed bars in high strength concrete**. 4th International Symposium On Utilization Of High Strength/ High Performance Concrete - BHP 96, PARIS, P. 115-1124, 1996.

HUMBERT, J.; BAROTH, J.; DAUDEVILLE, L.. **Probabilistic analysis of a pull-out test**. Materials and Structures, n. 43, p. 345–355, 2010.

IOAN POP; GEERT DE SCHUTTER; PIETER DESNERCK; TRAIAN ONET. **Bond between powder type self-compacting concrete and steel reinforcement**. Construction and Building Materials, v.41, p.824-833, 2013.

ICHINOSE, T.; KANAYAMA, Y.; INOUE, Y.; BOLANDER JR. J. E. **Size effect on bond strength of deformed bars**. Construction and Building Materials, v.18, n7, p 549-558, 2004.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 15630-1**: Steel for the reinforcement and prestressing of concrete - Test methods - Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire, 2010.

JACINTHO, A.E.P.G.Á; GIONGO, J.S. **Resistência mecânica do concreto**. In: ISAIA, G.C., Concreto: Ensino, pesquisas e realizações. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2005. vol.1, p. 605-632.

JERÔNIMO, V. L.; SOUZA, L. A. A.; SILVA, B. V.; MARQUES, G. G.; SILVA FILHO, L. C. P. **Análise da influência da regularização dos topos de corpos de prova cilíndricos**

sobre a resistência à compressão do concreto. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis/SC, 2011.

KEMP, E.L. **Bond in reinforced concrete: behavior and design criteria.** ACI Journal Proceedings, v.83, n.1, p.50-57, 1987.

KOLLBOHM V. L.; MAUTER, K. Das Kraftwerk des Kommunalen Elektrizitätswerkes. Amierter Beton, 1909.

LANGENDONCK, T. V.. **Cálculo de concreto armado.** Associação Brasileira de Cimento Portland, vol. 2, São Paulo, 1950.

LEONHARDT, F; MOMMIG, E. **Construções de concreto.** Rio de Janeiro: Interciência, 1977-1979. 6v.

LINDORF, A.: **Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung?** In: Beton- und Stahlbetonbau 105, Nr. 1, S 53-59, 2010.

LOWES,L.N.. **Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column Bridge Connections.** Dissertation, Univeristy of California, Berkeley, 1999.

LORRAIN, M; BARBOSA P. M. **Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto.** Revista Concreto & Construções, São Paulo, v. 36, n. 51, p.52-57, 2008.

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

LORRAIN, M. ; CAETANO, L. F. ; SILVA, B. V. ; GOMES, L.E.S. ; BARBOSA, M. P. ; SILVA FILHO, L. C. P. . **Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength.** In: PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB, WASHINGTON, D C. CHIGACO: 3rd FIB International Congress FIB, 2010.

LORRAIN, M.; KHÉLAFI , H. **Sur la resistance de la liaison armature-beton de haute resistance.** Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Toulouse, v. 260, n. 470, p. 117-28, 1988.

LORENZI, A. **Aplicação de redes neurais artificiais para estimativa da resistência à compressão do concreto a partir da velocidade de propagação do pulso ultra-sônico.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

LORENZI, A. ; SILVA FILHO, L.C.P. ; CAMPAGNOLO, J. L.. **Desenvolvimento de Redes Neurais Artificiais para Interpretação de Ensaios de Velocidade de Propagação de Pulso Ultrassônico no Concreto.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 4, p. 800-830, 2011.

LUTZ, L. A.; GERGELY, P. **Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete.** ACI Journal Proceedings, Michigan, v.64, n.11, p. 711-721,1967.

MAGALHÃES, F. C. **Estudo probabilístico da resistência à compressão e da resistência à tração na flexão dos concretos utilizados na construção do dique seco do estaleiro Rio Grande, no superporto, em Rio Grande-RS.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2009.

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

MAINZ, J.: **Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl.** Dissertação Technische Universität München, 1993.

MAKNI, M.; DAOUD, A.; KARRAY, M. A.; LORRAIN, M.. **Towards a standard pull-out test specimen: geometrical specifications.** 3rd fib International Congress. Washington D. C., FIB, 2010.

MALHOTRA, V.M., CARINO, N.J. **Penetration Resistance Methods. In: Handbook of non destructive testing of concrete.** 2nd Ed. CRC Press, p. 33-50. 2004.

MAKNI, M.; DAOUD, A.; KARRAY, M. A.; LORRAIN, M.. **Towards a standard pull-out test specimen: geometrical specifications.** 3rd fib International Congress. Washington D. C., FIB, 2010.

MARCO, F. F.; REGINATTO, G. M. e JACOSKI, C. A. - **Estudo comparativo entre capeamento de neoprene, enxofre e pasta de cimento para corpos-de-prova cilíndricos de concreto.** 45º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Vitória/ES, 2003.

MARTIN, H.; NOAKOWSKI, P.: **Verbundverhalten von Betonstählen: Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen.** Berlin: Ernst & Sohn, (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 319), S. 100-175. 1981.

MARTIN, H.: **Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung.** Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 228). 1973.

MCINTOSH, J. D.. **Concrete and statistics.** C. R. Books, London, 1968.

MENEGHETTI, L. C., PADARATZ, I. J., STEIL, R. O., **Use of Ultrasound to Evaluate Concrete Strength in the Early Ages.** In: International Symposium On Nondestructive Testing Contribution To The Infrastructure Safety Systems In The 21st Century (NDTISS 99), Torres. Proceedings. Santa Maria: UFSM, 1999. p. 42-47.

MENZEL, C. A. **Some factors inflencing results os pull-ou bond tests.** Journal ACI, v.35, 1939.

MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. **Influence of geometric, strain and size effects on bond in structural concrete.** In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing. Brescia, Italy., 2012.

NAGATOMO, K.; KAKU, T.: **Experimental and analytical study on bond characteristics of reinforcing bars with only a single transverse rib.** Transactions of the Japan Concrete Institute, v.7, p. 333-340, 1985.

NATRELLA, M., **Experimental Statistics**, Handbook No. 9, National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 1963.

NEVILLE, A. M.. **Propriedades do concreto.** 2. ed. São Paulo, Editora PINI, 1997. 738p.

NEVILLE A. M.; BROOKS J. J.. **Tecnologia do Concreto.** 2ª ed. Tradução: CREMONINI R. A.. Porto Alegre: Bookman, 2013. 448 p.

NGUYEN, N. H.; ROTTA, J. R. S.; BARBOSA, M. P.; PRINCE-AGBODJAN, W.; LORRAIN, M. S. Ensaio “APULOT”: **Avaliação do comportamento da interface aço-concreto usando ensaios.** In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis/SC. Anais do 53º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2011.

NYKYRI, P. **Bond behaviour - Recent research projects at the concrete and silicate laboratory.** Technical Research Centre of Finland. In: Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete, Nordic Seminar, pp. 10 – 24, Chalmers University of Technology, Publication 86/1, Göteborg, 1986.

ORANGUN, C.O.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E. **A reevaluation of test data on development length and splices.** ACI Journal Proceedings, v.74, n.3, p.114-122, 1977.

PACHECO, J. M.; HELENE, P. R. L. **Controle da Resistência do Concreto.** Concreto & Construção, v. 69, p. 75-81, 2013.

PASCHEN, H.; STEINERT, J.; HJORTH, O. **Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung.** Stuttgart: Fraunhofer IRB, (Bauforschung T 457) n.5, p. 577-586, 1974.

UNTRAUER, R. E.; HENRY, R. L. **Influence of normal pressure on bond strength.** In: Journal of the American Concrete Institute, v.62, 1965.

PARRA COSTA, C. J. **Estudio experimental de los hormigones autocompactables en estado endurecido.** Tesis. Univ. Politécnica de Valencia, 2005. 130p.

PEREIRA, M. S. **Controle da resistência do concreto: paradigmas e variabilidades - estudo de caso.** 2008. 229 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

POPOVICS, S. **Strength and Related Properties of Concrete: A Quantitative Approach.** Nova York, John Wiley and Sons, 1998.

QASRAWI, H. Y., **Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted**. Cement and Concrete Research, May, pp.739-746, 2000.

RECENA A. P.; PEREIRA F. M.. **Produção e controle de concreto em obras**. In.: ISAIA G. C., *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.1, cap 15, p. 537-584.

REHM, G.: **Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton**. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, (Deutscher Ausschluß für Stahlbeton 138). 1961.

RIBEIRO, J. L. D., **Análise Experimental dos fatores que influenciam a aderência em barras nervuradas**. 1985. 180p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1995.

ROBINS, P.; STANDISH, I.: **The influence of lateral pressure upon anchorage bond**. Magazine of Concrete Research, v.36, n.129, p. 195-202, 1984.

ROMANO R. C. O; CARDOSO F. A; PILEGGI. G. R.. **Propriedades do concreto no estado fresco**. In.: ISAIA G. C., *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.1, cap. 13, p. 453-500.

ROŠ, M.: **Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise**. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe Zürich, (Bericht Nr. 162). 1950.

RUIZ, M. F.; HARS, E.; MUTTONI, A. **Bond mechanics in structural concrete: Theoretical model and experimental results (draft)**. IS-BETON, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2005.

RÜSCH, H.: **Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen**. In: Stüssi, F.; Lardy, P. (Hrsg.): Fifth congress (Lisboa-Porto), Preliminary publication. Lisboa: IABSE, S. 791-813. 1956.

RÜSCH, H. **Researches toward a general flexural theory for structural concrete**. Journal of the American Concrete Institute, Detroit, v. 57, p. 1-28, jul. 1960.

RUSSO, G.; ROMANO, F. **Cracking response of RC members subjected to uniaxial tension**. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE, 1992.

RUSSO, G.; ROMANO, F. **Bond response in a push-in/pull-out test when the rebar and the concrete are loaded at opposite ends**. Studi e Ricerche, v.12, Milan University of Technology, pg. 19-44, Italy, 1989.

RUSSO, G.; ZINGONE, G.; ROMANO, F. **Solution of the bond problem on the basis of a nonlinear local bond stress-slip relationship, taking into account concrete strains**. Studi e Ricerche, v.10, Milan University of Technology, pg. 157-177, Italy, 1991.

SORETZ, S; HOLZENBEIN, H. **Influence of Rib Dimensions of Reinforced Bars on Bond and Bendability**. ACI Journal Proceedings, Michigan, v.76, n.1, p.111-128, 1979.

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K.: **Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete**. ACI Structural Journal, v.86, n. 2, p. 217-222, 1989.

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K.; PARK, G.; ASLANI, F. **Bond of deformed bars to concrete: effects to confinement and strength of concrete**. ACI Materials Journal, v.88, n.3, p. 227-232, 1991.

SANAD, A., SAKA, M. P. **Prediction of ultimate Shear Strenght of Reinforced-Concrete deep beams using Neural Networks**. Journal of Structural Engineering. v.127, n.7, p.818-828, 2001.

SANTIAGO, W. C.; BECK, A. T. **Estudo da (não-)conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade de pilares curtos**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 4, p. 663-690, 2011.

SANTIAGO, W. C. **Estudo da (não-) conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural**. 2011. 107 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

SATO Y.; SHIMA H.; KANAKUBO T.. **Japan concrete institute tc activities on bond behavior and constitutive laws in rc (part 1: research survey on bond problems)**. In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing. Brescia, Italy., 2012.

SCANDIUZZI, L; ANDRIOLO, F. R. **Concreto e seus materiais: propriedades e ensaios**. São Paulo: Pini, 1986. 556p.

SHIMA, H.; CHOU, L. L.; OKAMURA, H. **Bond characteristics in postyield range of deformed bars**. Concrete Library of JSCE, n. 10, Japan, p.113–124, 1987.

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.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.; DAL BOSCO, V. I. **Correlação entre a tensão última de aderência e a resistência do concreto usando ensaio APULOT : avaliação do efeito de variação do cobrimento do concreto ao redor da barra de aço**. In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis/SC. Anais do 53º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2011.

SILVA, B. V.; LORENZI, A. ; BARBOSA, M.P. ; SILVA FILHO, L. C. P. **Análise dos resultados de ensaios de aderência aço-concreto através da utilização de redes neurais artificiais**. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.

SILVA, B. V.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.S.. **Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive**

strength of concrete: part 1. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 6, p. 715-736, 2013.

SILVA FILHO, L. C. P.; SILVA, B. V.; DAL BOSCO, V. I.; GOMES, L.E.S.; BARBOSA, M.P.; LORRAIN, M. . **Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test.** In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing. Brescia, Italy., 2012.

SILVA FILHO L. C. P.; HELENE P..**Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração.** In.: ISAIA G. C., *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.2, cap 32, p. 1124-1174.

SILVA FILHO, L. C. P. ; SILVA, B. V.; DAL BOSCO, V. I. ; GOMES, L.E.S. ; BARBOSA, M.P. ; LORRAIN, M. **Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test.** In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing, 2012, Brescia, Italy. General aspects of bond, Vol. 1. 2012.

SILVA, W. R. L. DA ; PRUDENCIO JR, L. R. ; OLIVEIRA, A. L. DE . **Probe penetration test applied for evaluating shotcrete compressive strength.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 5, p. 362-387, 2012.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T.. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas.** 1ª ed. São Paulo: PINI, 1998. 257 p.

SRIRAM, R. D.. **Intelligent Systems for Engineering – A Knowledge-based Approach.** Londres, Springer-Verlag, 1997.

TAVARES, A. J. **Aderência aço-concreto: Análise numérica dos ensaios pull-out e APULOT.** 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2012.

TAVARES, A. J.; BARBOSA, M. P.; BITTENCOURT T. N.; LORRAIN, M.. **Bond steel-concrete: simulation analysis of the pull-out tests and APULOT using the program ATENA.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 7, p. 138-157, 2014.

TEPFERS, R. **Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars** *Magazine of Concrete Research*, Volume 31, Issue 106, 01 March. 1979.

TORRE-CASANOVA, A.; JASON, L.; DAVENNE, L.; PINELLI X.. **Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure.** *Engineering Fracture Mechanics*. n. 97, p. 92–104, 2013.

TREJO, M. D.; FOLLIARD, K.; DU, L. Alternative Cap Materials for Evaluating the Compressive Strength of Controlled Low-Strength Materials. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 15, n. 5, p. 484-490, 2003.

VALCUENDE, M.; PARRA, C.; **Bond behaviour of reinforcement in self-compacting concretes.** *Construction and Building Materials*, n.23, p.162–170, 2009.

VIEIRA, F .M. P. **Estudo do comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssílica**. 1994. 107p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

VOS, E.; REINHARDT, H. W.; **Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands**. Materials and Structures, v.15, n.85, p.3-10, 1982.

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

ZANDI HANJARI, K. CORONELLI, D. LUNDGREN, K. **Bond capacity of severely corroded bars with corroded stirrups**. Magazine of Concrete Research, v.63, n.12, 2011.