



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**EURÍPEDES BARSANULFO MARQUES**

# **ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Uberlândia, 2025

**EURÍPEDES BARSANULFO MARQUES**

**ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E AÇO DE  
ALTA RESISTÊNCIA**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Maria C. V. de Lima

Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krah

Uberlândia, 2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

---

M357e      Marques, Eurípedes Barsanulfo, 1977-  
2025      Estudo da aderência entre concreto e aço de alta resistência [recurso eletrônico] / Eurípedes Barsanulfo Marques. - 2025.

Orientadora: Maria Cristina Vidigal de Lima.

Coorientador: Pablo Augusto Krahll.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

Modo de acesso: Internet.

Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2025.5215>

Inclui bibliografia.

Inclui ilustrações.

1. Engenharia Civil. I. Lima, Maria Cristina Vidigal de, 1970-,  
(Orient.). II. Krahll, Pablo Augusto, 1988-, (Coorient.). III. Universidade  
Federal de Uberlândia. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.  
IV. Título.

---

CDU: 624

André Carlos Francisco  
Bibliotecário-Documentalista - CRB-6/3408



## ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 324, PPGEC				
Data:	08 de setembro de 2025	Hora de início:	14h	Hora de encerramento:	16:32h
Matrícula do Discente:	12312ECV004				
Nome do Discente:	Eurípedes Barsanulfo Marques				
Título do Trabalho:	Estudo da aderência entre concreto e aço de alta resistência				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Comportamento estrutural de ancoragens de aços de alta resistência CA70 em elementos pré-moldados de concreto				

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Daniel Lima Araújo - UFG, Gerson Moacyr Sisniegas Alva - UFU e Maria Cristina Vidigal de Lima, orientadora do candidato.

Iniciando os trabalhos a presidente da mesa, Maria Cristina Vidigal de Lima, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

### **Aprovado**

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Maria Cristina Vidigal de Lima, Professor(a) do Magistério Superior**, em 08/09/2025, às 16:33, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Daniel de Lima Araújo, Usuário Externo**, em 08/09/2025, às 16:38, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).

---



Documento assinado eletronicamente por **Gerson Moacyr Sisniegas Alva, Professor(a) do Magistério Superior**, em 08/09/2025, às 16:39, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).

---



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://www.sei.ufu.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **6660914** e o código CRC **86739D1F**.

---

**Referência:** Processo nº 23117.062525/2025-93

SEI nº 6660914

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de expressar minha mais profunda gratidão a todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos que foi fundamental para minha dedicação integral a esta pesquisa, viabilizando o desenvolvimento de todas as etapas deste projeto.

À empresa ArcelorMittal, pela valiosa doação dos vergalhões de aço utilizados na execução dos ensaios experimentais. A disponibilidade desse material foi crucial para a obtenção dos dados que sustentam as análises aqui apresentadas.

À empresa Sika Brasil, pelo fornecimento do aditivo superplastificante, componente essencial para a produção dos concretos especiais desenvolvidos nesta pesquisa.

## RESUMO

O concreto armado é o material estrutural mais utilizado mundialmente, e a busca por maior eficiência e sustentabilidade tem impulsionado o desenvolvimento de materiais de alto desempenho, como os novos vergalhões de aço de alta resistência. Este trabalho apresenta um estudo experimental sobre o comportamento da aderência entre o aço de alta resistência CA-70 ( $f_{yk} = 700$  MPa) e concretos autoadensáveis com diferentes valores de resistência (C1, C2 e C3), tendo como referência o aço convencional CA-50. O principal objetivo foi analisar as tensões de aderência e os modos de ruptura, visando fornecer subsídios para a aplicação segura deste novo material, ainda não contemplado com prescrições normativas pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023-a). Para tanto, foi desenvolvido um programa experimental com ensaios de arrancamento direto em 36 corpos de prova de concreto moldados em formato cúbico, utilizando barras retas de aço das duas categorias com diâmetros de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm. Os resultados indicaram que o aço CA-70, na maioria dos cenários, resistiu a forças de arrancamento superiores às do CA-50, especialmente nos concretos de alta resistência (C2 e C3). Contudo, foi observada nesta pesquisa, uma alteração no modo de ruptura no concreto de resistência convencional (C1) para as barras de 16 mm, enquanto o aço CA-50 tendeu a escoar e apresentar uma ruptura dúctil por arrancamento, o aço CA-70 sofreu uma ruptura frágil por fendilhamento do concreto com cargas aplicadas inferiores. Conclui-se que, embora o uso do aço CA-70 seja promissor para otimizar os projetos estruturais, sua aplicação exige uma análise criteriosa do modo de ruptura, pois a simples substituição do CA-50 pode reduzir a ductilidade em certas condições.

**Palavras-chave:** Concreto armado; aço de alta resistência; aderência aço-concreto, ensaio de arrancamento; sustentabilidade.

## ABSTRACT

Reinforced concrete is the most widely used structural material worldwide, and the search for greater efficiency and sustainability has driven the development of high-performance materials, such as new high-strength steel bars. This paper presents an experimental study on the bond behavior between CA-70 high-strength steel ( $f_{yk} = 700$  MPa) and self-compacting concrete of different strength (C1, C2, and C3), using conventional CA-50 steel as a reference. The main objective was to analyze the bond stresses and failure modes, aiming to provide support for the safe application of this new material, which is not yet covered by the Brazilian standard NBR 6118 (ABNT, 2023-a). To this end, an experimental program was developed with direct pull-out tests on 36 cubic concrete specimens, using straight steel bars of the two categories with diameters of 10 mm, 12.5 mm, and 16 mm. The results indicated that CA-70 steel, in most scenarios, resisted pull-out forces greater than those of CA-50, especially in high-strength concrete (C2 and C3). However, this research observed a change in the mode of failure in conventional strength concrete (C1) for 16 mm bars, while CA-50 steel tended to yield and exhibit ductile failure by tearing, CA-70 steel suffered brittle failure by cracking the concrete with lower applied loads. It is concluded that, although the use of CA-70 steel is promising for optimizing structural designs, its application requires careful analysis of the failure mode, as simply replacing CA-50 can reduce ductility under certain conditions.

**Keywords:** Reinforced concrete; high-strength steel; steel-concrete bond; pull-out test; sustainability.



# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>8</b>
1.1	HISTÓRICO E CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	8
1.2	OBJETIVOS.....	13
1.2.1	<i>Objetivo geral.....</i>	<i>13</i>
1.2.2	<i>Objetivos específicos .....</i>	<i>13</i>
1.3	JUSTIFICATIVA .....	14
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>15</b>
2.1	OS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO: CONCRETO E AÇOS PARA ARMADURAS.....	15
2.1.1	<i>Concreto estrutural .....</i>	<i>15</i>
2.1.2	<i>Concreto pré-moldado (CPM) .....</i>	<i>17</i>
2.1.3	<i>Concreto autoadensável (CAA).....</i>	<i>18</i>
2.1.3.1	<i>Empacotamento granulométrico .....</i>	<i>20</i>
2.1.3.2	<i>Modelo de empacotamento de Andreasen e Andersen modificado .....</i>	<i>21</i>
2.1.4	<i>Aços usuais para armaduras utilizadas em concreto armado .....</i>	<i>22</i>
2.1.5	<i>Aço de alta resistência para armaduras utilizadas em concreto armado.....</i>	<i>26</i>
2.2	ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E CONCRETO .....	28
2.2.1	<i>Considerações sobre aderência.....</i>	<i>28</i>
2.2.2	<i>Tipos de aderência .....</i>	<i>28</i>
2.2.3	<i>As tensões de aderência.....</i>	<i>31</i>
2.2.4	<i>Curvas representativas das tensões de aderência.....</i>	<i>34</i>
2.2.5	<i>Modos de ruptura da aderência .....</i>	<i>36</i>
2.2.6	<i>Principais parâmetros que influenciam na aderência .....</i>	<i>40</i>
2.2.6.1	<i>Cobrimento do concreto e espaçamento entre as barras.....</i>	<i>40</i>
2.2.6.2	<i>Comprimento de ancoragem .....</i>	<i>40</i>
2.2.6.3	<i>Presença de armadura transversal .....</i>	<i>41</i>
2.2.6.4	<i>Posição das barras no interior do concreto.....</i>	<i>41</i>
2.2.6.5	<i>Direção de lançamento do concreto.....</i>	<i>42</i>
2.2.6.6	<i>Idade do concreto .....</i>	<i>43</i>
2.2.6.7	<i>Forças transversais .....</i>	<i>43</i>
2.2.6.8	<i>Diâmetro das barras.....</i>	<i>43</i>

2.2.6.9	<i>Configuração superficial das barras</i> .....	44
2.2.6.10	<i>Resistência à compressão do concreto</i> .....	46
2.2.6.11	<i>Adensamento do concreto</i> .....	48
2.3	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO .....	48
2.3.1	<i>Ensaio de arrancamento RILEM-CEB-FIP (1973)</i> .....	48
2.3.2	<i>Ensaio de arrancamento de Rehm e Eligehausen (1979)</i> .....	50
2.3.3	<i>Ensaio de arrancamento British Standard- European Standard BS-EN 10080 (2005)</i>	51
2.4	MODELOS TEÓRICOS PARA PREVISÃO DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA VERSUS DESLIZAMENTO .....	54
2.4.1	<i>Modelo FIB (CEB-FIB, 2010)</i> .....	54
2.4.2	<i>Modelo de Harajli et al. (1995)</i> .....	57
2.4.3	<i>Modelo de Barbosa (2001)</i> .....	59
2.4.4	<i>Modelo de Almeida Filho (2006)</i> .....	60
2.5	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA E COMPRIMENTO DE ANCORAGEM.....	61
2.5.1	<i>Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)</i> .....	61
2.5.2	<i>Projeto de Estruturas de Concreto NBR 6118 (ABNT, 2023-a)</i> .....	63
2.5.3	<i>FIB Model Code (2010)</i> .....	66
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>68</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	68
3.2	MATERIAIS .....	68
3.2.1	<i>Materiais para produção do concreto</i> .....	68
3.2.2	<i>Vergalhões de aço para concreto armado</i> .....	74
3.2.3	<i>Formas e montagem dos corpos de prova</i> .....	77
3.3	PRODUÇÃO DE CONCRETO .....	82
3.3.1	<i>Estudo dos traços</i> .....	82
3.3.2	<i>Traço do concreto C1</i> .....	83
3.3.3	<i>Traço do concreto C2</i> .....	86
3.3.4	<i>Traço do concreto C3</i> .....	88
3.4	REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	90
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>93</b>
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	93
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO .....	93

4.2.1	<i>Caracterização do concreto no estado fresco</i> .....	93
4.2.2	<i>Caracterização do concreto no estado endurecido</i> .....	93
4.3	CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO AÇO CA-70 .....	94
4.4	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO .....	95
4.4.1	<i>Ensaio de arrancamento das barras do concreto C1</i> .....	95
4.4.2	<i>Ensaio de arrancamento das barras dos concretos C2 e C3</i> .....	103
4.5	CURVAS COMPARATIVAS ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E OS MODELOS TEÓRICOS .....	109
4.5.1	<i>Corpos de prova com concreto C1</i> .....	111
4.5.1.1	<i>Barras com diâmetro de 10 mm (C1)</i> .....	111
4.5.1.2	<i>Barras com diâmetro de 12,5 mm (C1)</i> .....	114
4.5.1.3	<i>Barras com diâmetro de 16 mm (C1)</i> .....	116
4.5.2	<i>Corpos de prova com concretos C2 e C3</i> .....	117
4.5.2.1	<i>Barras com diâmetro de 10 mm (C3)</i> .....	117
4.5.2.2	<i>Barras com diâmetro de 12,5 mm (C2)</i> .....	120
4.5.2.3	<i>Barras com diâmetro de 16 mm (C2)</i> .....	122
4.6	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA .....	125
4.6.1	<i>Concreto convencional C1</i> .....	126
4.6.2	<i>Concretos de alta resistência C2 e C3</i> .....	128
5	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	130
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	133
	<b>ANEXO A – LAUDO ANÁLISE GRANULOMÉTRICA A LASER DO CIMENTO</b> .....	143
	<b>ANEXO B – LAUDO ANÁLISE GRANULOMÉTRICA A LASER DA SÍLICA</b> .....	144

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 HISTÓRICO E CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Há mais de um século o concreto armado é o material de construção mais utilizado no Brasil e no restante do mundo (DAL MOLIN e TUTIKIAN, 2021). Esse material compósito formado pela união e aderência entre o concreto simples e barras ou fios de aço convenientemente dispostos no interior desta mistura oferece condições de resistência e rigidez, apropriadas tanto para a construção de edificações, pontes e obras de infraestrutura.

Conforme Leonhardt e Mönnig (1977) o concreto armado deve suas boas características como material de construção devido a firme ligação por aderência (*bond*) entre o concreto e as barras das armaduras de aço.

É a partir do fenômeno da aderência que o concreto submetido aos diversos carregamentos externos transfere parte dos esforços internos para as barras de aço quando ocorrem, por exemplo, fissuras geradas por tração. A aderência também é responsável para que as barras tracionadas não sofram deslizamentos em relação ao concreto que as circundam, acontecimento denominado de ancoragem. Portanto, o fenômeno da aderência ocorre do concreto para o aço e vice-versa.

Na história do concreto, a invenção do cimento Portland é creditada a J. Aspidin em 1824.

Admite-se que em 1855 foi construído um barco de pequenas dimensões em argamassa reforçada com tela de arames por Jean-Pierre Lambot. Entre 1861 e 1867, J. Monier construiu e obteve as patentes de vasos de flores de concreto com armadura de arame, além de tubos, placas e vigas que modernamente seriam consideradas de concreto armado. Em 1867, F. Coignet publicou os princípios básicos para construções em concreto armado, tendo também apresentado vigas e placas em concreto armado na Exposição Internacional de Paris. Dohring obteve em 1888 uma patente por ter conseguido aumentar a resistência de placas e pequenas vigas por meio da protensão. No ano de 1900, Koenen e Mörsch desenvolveram a teoria do concreto armado com base em numerosos ensaios, os princípios fundamentais deste trabalho são válidos até hoje. São publicadas em 1904, na Alemanha, as instruções normativas para

preparação, execução e ensaio de construções com concreto armado (KIMURA *et al.*, 2022; CARVALHO e FIGUEIREDO, 2024).

Nos Estados Unidos da América, no período entre 1900 e o final de 1960, os aços usados no reforço do concreto eram certificados pela *American Society for Testing and Materials* - ASTM e possuíam resistência ao escoamento ( $f_y$ ) limitada à classe Grau 50 ( $f_y = 50 \text{ Kilopound per square inch}$  -ksi) que é equivalente no Sistema Internacional de Unidades - SI à 345 Mega Pascal - MPa (FANELLA E MOTA, 2019).

Nas décadas subsequentes, a ASTM certificou aços com resistência ao escoamento até a classe Grau 120 (830 MPa). Aços com essas características são considerados de alta resistência (*High Strength Reinforced Bars* - HSRB) conforme especificação no *Building Code Requirements for Structural Concrete*- ACI Committee 318 da *American Concrete Institute* (ACI 318, 2019).

No Brasil, a primeira grande obra em concreto armado foi o Edifício Joseph Gire (homenagem ao seu projetista) inaugurado em 1929 na região portuária do Rio de Janeiro. O prédio é dotado de 22 pavimentos e 102 m de altura. Na época, o país não tendo normas próprias, seguia em grande parte as normas alemãs. Até os anos de 1950, os aços fabricados no Brasil para utilização na construção civil possuíam máximas tensões de escoamento de 300 MPa. A construção de Brasília, inaugurada em 1960, teve grande impacto e gerou mudanças significativas na produção e métodos construtivos. O vergalhão de aço CA 50 ( $f_y = 500 \text{ MPa}$ ) passou a ser produzido pelo processo de laminação a quente, dando fim aos aços torcidos a frio até então produzidos (KIMURA *et al.*, 2022).

O projeto de qualquer estrutura em concreto armado deve ser elaborado observando-se as propriedades físicas dos materiais. Referente aos aços utilizados na construção civil os principais parâmetros que garantem a capacidade resistente e requisitos de utilização em serviço são: tensão de escoamento ( $f_y$ ), razão entre resistência à ruptura e resistência ao escoamento ( $f_u/f_y$ ), deformação específica ao atingir a tensão de escoamento ( $\epsilon_y$ ) e o comprimento do patamar de escoamento (capacidade plástica de absorver energia até a ruptura). Essas propriedades físicas são apresentadas nos diagramas tensão-deformação que devem ser fornecidos pelos fabricantes ou obtidos através de ensaios em laboratório (FANELLA e MOTA, 2019).

Os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto armado no Brasil, sejam elas de edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos; entre outros, são determinados pelo Comitê Brasileiro da Construção Civil da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT/CB-02). Esse comitê elaborou e aprovou a norma Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento NBR 6118 (ABNT, 2023-a). Conforme recomendado por essa norma, nos projetos de estruturas de concreto armado devem ser utilizados aços certificados com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60, como também terem os valores de diâmetros, seções transversais nominais, tipos de produção siderúrgica (laminados a quente ou trefilados), dentre outros parâmetros determinados pela norma Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado – Especificação – NBR 7480 (ABNT, 2024).

Na NBR 6118 (ABNT, 2023-a) encontram-se também as características, procedimentos e simplificações para projeto relativas ao uso do aço, sendo as principais: tipo de superfície aderente (lisa ou nervurada), massa específica, coeficiente de dilatação térmica, módulo de elasticidade, ductilidade, resistência a fadiga e soldabilidade.

Nos últimos anos, ocorreram avanços significativos no desenvolvimento de concreto armado de alto desempenho e concreto de ultra alto desempenho. Esses materiais têm revolucionado a indústria da construção, oferecendo características superiores em termos de resistência, durabilidade e versatilidade. O concreto armado de alto desempenho tem uma composição especial, incorporando aditivos e agregados de alta qualidade. Já os concretos de ultra alto desempenho são ainda mais avançados, com uma combinação de materiais de alta resistência, fibras metálicas ou poliméricas e aditivos especiais.

Os aços de alta resistência para construção civil (HSRB) já são fabricados e disponibilizados comercialmente em vários locais do mundo, inclusive no Brasil. A utilização desses para compor estruturas com concreto de alto desempenho proporcionará vantagens relacionadas a redução de armaduras (quantidade por volume ou área construídos), descongestionamento de barras e fios em áreas mais complexas, como nas ligações entre elementos estruturais; ou mesmo construções mais esbeltas, resultando mais espaço livre disponível para uso ou maior valorização estética devida a fatores arquitetônicos. Além disso, menos recursos naturais e consumo energético serão necessários na produção, transporte, montagem e desativação da construção após exaurido seu tempo de vida útil.

Por outro lado, a utilização de aços de alta resistência sem a análise adequada do comportamento e da interação entre os materiais, podem resultar em mudanças nos modos de fratura normalmente esperados para o concreto armado, saindo de um padrão dúctil para um modo de fratura frágil, quando por exemplo, são usadas barras de aço com resistência muito superior as necessárias em determinadas seções (SINGH, 2022).

Puranam e Pujol (2019) afirmam que devem ser verificadas em todas as situações solicitantes (flexão, compressão, tração, cisalhamento, torção) as respostas das interações entre as armaduras de aços de alta resistência e o concreto, pois observou-se padrões diferentes de regiões de concentração de tensões, mudanças na resistência ao cisalhamento, quantidade maior de abertura de fissuras, maior deslocamento vertical no meio dos vãos de vigas (deflexão) quando utilizados esse tipo de material.

Ademais das vantagens da utilização de aços de alta resistência já citadas, muitas ainda são as dúvidas sobre o comportamento real e a interação desses materiais nas estruturas. Situações como ancoragem e emendas das barras, deformações térmicas e por fadiga, efeitos no aço da retração do concreto e da fluência, compatibilização das deformações entre os aços e as diversas classes de resistência de concreto, entre muitos outros, devem ser esclarecidos para a elaboração de requisitos e limitações da utilização desses aços nos projetos de concreto armado.

A finalidade deste trabalho é estudar a aderência e a ancoragem no concreto de barras de aço de alta resistência, especificamente os que possuem limite mínimo de escoamento de 700 Mpa. Esses aços de alta resistência foram desenvolvidos recentemente e já são fabricados no Brasil.

Os aços de alta resistência mecânica produzidos no Brasil são denominados genericamente de CA-70, sendo a sigla CA de concreto armado e o número 70 é equivalente a 700 MPa. Para efeitos de aplicação, pode-se admitir  $1,0 \text{ Mpa} = 0,1 \text{ kgf/mm}^2$ . Portanto, a tensão de 700 MPa é convertida para o valor de  $70 \text{ kgf/mm}^2$ , uma antiga unidade de medida bastante utilizada em Engenharia Mecânica no passado. As atuais normas brasileiras atinentes a estruturas para construção civil continuam utilizando, após a sigla CA, o número indicativo da resistência ao escoamento com a unidade antiga de  $\text{kgf/mm}^2$ , ao invés de MPa, como acontece recentemente em muitas publicações científicas e normas reguladoras internacionais.

Estes aços da categoria CA-70 são 40% mais resistentes do que os da categoria CA-50, podem ser utilizados em diversos seguimentos da construção civil, com destaque para o setor de infraestrutura, de construções industriais e comerciais. Inicialmente, espera-se uma maior quantidade de utilização dos aços de alta resistência nas construções executadas com concreto pré-moldado, seja de fábrica ou de canteiro. Os principais objetivos com a utilização dos aços CA-70 nos sistemas pré-moldados de concreto são: diminuir a concentração de armadura nos elementos estruturais, aumentar a produtividade no canteiro de obras, facilitar a industrialização de elementos armados e promover a desmaterialização no local definitivo de implantação das construções, sejam edifícios, obras de artes especiais, saneamento, dentre vários outros. Assim, além da possibilidade de um bom custo-benefício, pode também, reduzir o impacto ambiental da obra e adjacências e diminuir a emissão de gases do efeito estufa.

Desde seu lançamento, o CA-70 tem sido utilizado em diversas obras no Brasil, incluindo estruturas pré-moldadas e moldadas *in loco*. As principais aplicações identificadas incluem estacas de fundação, estacas de contenção, blocos de fundação, sapatas, pilares de galpão, vigas e lajes pré-moldadas. A maior frequência de aplicação tem ocorrido em blocos de fundação e pilares pré-fabricados, onde se observou uma significativa redução de custos e aumento de eficiência. Reduções de peso de aço de até 25% em blocos de fundação e de até 18% em pilares pré-moldados são relatadas. (SILVA *et al.*, 2025).

Nas últimas décadas, tem sido comum no Brasil, as construções com concreto pré-moldado utilizarem concretos de alto desempenho (que possuem concomitantemente: alta trabalhabilidade, alta resistência e alta durabilidade). Normalmente essas características são alcançadas com a utilização de concretos especiais. A alta trabalhabilidade é conseguida com a utilização de concreto autoadensável. Para que a alta resistência seja atingida utiliza-se concretos do grupo II, com classes de resistências características à compressão de C55 até C100 listados na NBR 8953 (ABNT, 2015), no entanto salienta-se que, para o dimensionamento de estruturas de concreto armado conforme procedimentos especificados na NBR6118 (ABNT, 2023), só é permitido o uso até a classe C90. Por fim, a alta durabilidade provém da utilização de materiais de alto desempenho e rigoroso programa de controle qualidade durante todos os processos.



Na parte experimental deste trabalho foram realizados ensaios de arrancamento de barras de aço retas inseridas em prismas cúbicos de concreto, utilizando equipamento de ensaio universal INSTRON, modelo 1000HDX-C4-G7C, capacidade de 1000 KN (101,87 toneladas) pertencente ao laboratório de estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. Após a realização dos ensaios e obtenção dos dados foi possível compreender parcialmente, através de cálculos analíticos e comparativos os fenômenos de aderência e ancoragem desses novos aços de alta resistência no concreto estrutural.

Por fim, ressalva-se que neste trabalho não serão estudadas a aderência nem a ancoragem dos fios ou cordoalhas de aço para concreto protendido. Do mesmo modo, não serão analisadas as questões pertinentes a ancoragem das alças de içamento (ligações temporárias com o equipamento de manuseio e montagem das peças de concreto pré-moldado) ou outros insertos metálicos. Além disso, por razões de ductilidade, conforme a NBR 9062 (ABNT, 2017-b), é vedada expressamente a utilização dos aços do tipo CA-25, CA-50 e CA-60 na confecção de alças de içamento para estruturas de concreto pré-moldado.

## 1.2 OBJETIVOS

### *1.2.1 Objetivo geral*

O objetivo principal deste trabalho foi realizar investigação experimental para entender a resposta à aderência, de barras retas de aços de alta resistência CA-70, inseridas em concreto com diferentes classes de resistência.

### *1.2.2 Objetivos específicos*

- Determinar a tensão de escoamento e a de ruptura para o aço da categoria CA-70 utilizando ensaio de tração direta nas barras;
- Produzir concreto autoadensável com resistência convencional e de alta resistência utilizando a técnica de empacotamento granulométrico de partículas;
- Determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos concretos produzidos;

- Testar a interação de aderência entre barras de aços e concreto, por meio de ensaios de arrancamento;
- Determinar as tensões de aderência obtidas nos ensaios de arrancamento de acordo com recomendações teóricas e prescrições normativas.

### 1.3 JUSTIFICATIVA

A presença no mercado de aços de alta resistência requer o conhecimento adequado de suas características e implicações no projeto, exigindo conhecimento consubstanciado em resultados experimentais e apropriadas recomendações técnicas para uso. Observa-se que há implicações importantes no comportamento estrutural como a possibilidade de maior abertura de fissuras, presença de altas tensões nas regiões de ancoragem, influência na ductilidade das seções e na capacidade ao cisalhamento. A utilização desse novo aço pode trazer melhores soluções para regiões onde existem grande congestionamento de armaduras, como em elementos pré-moldados de concreto (consolos, cálices de fundação e vigas tipo Gerber), estruturas de pontes robustas, edifícios altos, ou qualquer outro tipo de construção que tenha regiões com pouco espaço para ancorar armaduras, nas quais requerem inicialmente investigações sobre tensões de aderência. No entanto, a aplicação dessa nova categoria de aço no meio técnico é limitada devido à quantidade escassa de estudos sobre a aderência em diferentes classes de concreto. A atual norma brasileira sobre projeto de estruturas de concreto armado não apresenta recomendações sobre a utilização do aço CA-70, são limitações importantes que tornam essa pesquisa bastante necessária.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 OS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO: CONCRETO E AÇOS PARA ARMADURAS

O concreto armado devido as suas características estruturais, versatilidade arquitetônica, disponibilidade relativamente abundante de matérias-primas, facilidade de execução e custos significativamente menores que os das alternativas apresentadas por outros materiais, há mais de um século é o material de construção mais utilizado em todo o mundo (DAL MOLIN e TUTIKIAN, 2021; FUSCO, 2008).

O concreto armado é um material compósito formado pela união e aderência entre o concreto simples e barras ou fios de aço (armadura passiva) convenientemente dispostos no interior desta mistura, que trabalham solidariamente para resistir às solicitações, evitando ou limitando até um valor apropriado, o deslocamento relativo entre um material e o outro. Oferece condições de resistência e rigidez, apropriadas tanto para a construção de edificações, pontes e obras de infraestrutura.

#### 2.1.1 *Concreto estrutural*

Conforme Mehta e Monteiro (2014), modernamente o concreto é considerado um material compósito constituído essencialmente de um meio aglomerante onde estão aglutinadas partículas ou fragmentos de agregados, nos concretos de cimento hidráulico, este aglomerante é formado pela mistura de cimento hidráulico e água. Agregados são materiais granulares, como a areia, pedregulho, pedrisco, rocha britada, escória de alto-forno ou resíduos de construção e demolição. Estes agregados são divididos em finos (partículas maiores que 75 micrômetros- $\mu\text{m}$  e menores que 4,75 mm) e graúdos (partículas maiores que 4,75 mm). Nesta mistura, podem conter ainda aditivos químicos e adições minerais, quando se exige características e propriedades especiais no concreto no estado fresco ou endurecido.

Os concretos para fins estruturais no nosso país são classificados pela massa específica em concreto normal (massa específica seca entre 2 000 kg/m<sup>3</sup> e 2 800 kg/m<sup>3</sup>), concreto leve (massa

específica seca inferior a 2 000 kg/m<sup>3</sup>) e concreto pesado (massa específica seca maior que 2 800 kg/m<sup>3</sup>). Referente a resistência à compressão, em grupo I (classes de resistência de 20 até 50 MPa) e grupo II (classes de resistência de 55 até 100 MPa). As classificações referentes a consistência são determinadas a partir dos ensaios de abatimento (classes S10, S50, S100, S160 e S220). Os concretos com resistência à compressão menores que 20 MPa não são considerados estruturais NBR8953 (ABNT, 2015).

O principal componente utilizado na produção de concreto de cimento hidráulico é o cimento Portland, que é composto basicamente pelo clínquer, calcinado a altas temperaturas em proporções adequadas de carbonato de cálcio e argila, e um consumo mínimo de gesso para evitar o endurecimento instantâneo. Os tipos de cimento Portland que existem no Brasil diferem em função da composição, como o cimento comum, o composto, o de alto-forno, o pozolânico, o de alta resistência inicial, o resistente a sulfatos, o branco e o de baixo calor de hidratação. O cimento CPV-ARI tem destaque, especialmente na fabricação de estruturas pré-moldadas (BASTOS, 2019; KIMURA *et al.*, 2022).

Para Wight e MacGregor (2009) ocorreram avanços significativos no desenvolvimento de concretos de alto desempenho e de ultra alto desempenho nos últimos anos. Esses materiais têm revolucionado a indústria da construção, oferecendo características superiores em termos de resistência, durabilidade e versatilidade. O concreto de alto desempenho usualmente incorpora aditivos e agregados de alta qualidade. Já os concretos de ultra alto desempenho são ainda mais avançados, com uma combinação de materiais de alta resistência, fibras metálicas ou poliméricas e aditivos especiais.

Para a obtenção de concretos de alta resistência, além da possibilidade de utilização de materiais de alta qualidade, é crucial uma baixa relação água/cimento. Valores de resistência à compressão mais elevados influenciam em outras propriedades do concreto. A curva tensão-deformação do concreto de alta resistência é mais íngreme e linear até próximo da ruptura, que ocorre de forma mais frágil e súbita em comparação com o concreto convencional. O módulo de elasticidade também é maior, porém não aumenta na mesma proporção que a resistência (WIGHT e MACGREGOR, 2009).

### 2.1.2 Concreto pré-moldado (CPM)

Wilden (2010) descreve que a construção na Filadélfia da ponte *Walnut Lane Memorial* na década de 1950 pode ser considerado como o início histórico da utilização de concreto pré-moldado e protendido dos Estados Unidos. Nas décadas subsequentes, houve enorme evolução dos materiais e métodos construtivos com aplicação desses tipos de concreto.

As construções em concreto pré-moldado possibilitam alcançar vários benefícios, entre os principais, El Debs (2017) destaca: redução de tempo de construção, melhor controle dos componentes pré-moldados e redução do desperdício de materiais na obra.

O desenvolvimento de produtos, materiais e técnicas notáveis em todas as fases de fabricação, movimentação e montagem tornaram competitivas as construções com concreto pré-moldado. Várias são as possibilidades de aplicação desse sistema construtivo, edifícios comerciais ou residenciais, galpões industriais ou logísticos, estruturas para estacionamentos, estádios, arenas, pontes e diversas outras em praticamente qualquer ramo da atividade humana (WILDEN, 2010).

El Debs (2017) acredita que o emprego do concreto pré-moldado aumenta com o grau de desenvolvimento tecnológico e social do país. Comparativamente é baixo o emprego de concreto pré-moldado no Brasil em relação a Finlândia e Holanda, por exemplo. No entanto, fatores como desenvolvimento econômico e sustentabilidade ambiental podem propiciar perspectivas de que a utilização de concreto pré-moldado cresça significativamente em países como o Brasil decorrentes do progresso socioeconômico e social.

Os principais desafios técnicos para construções com concreto pré-moldado estão relacionados a obtenção de ductilidade adequada nas ligações entre os componentes, que depende fortemente do comportamento adequado das ancoragens e emendas das armaduras. Fato também desafiador são as altas taxas de armaduras em seções ou peças específicas de concreto pré-moldado, como nos consolos, cálices de fundação e vigas tipo Gerber. Todos esses fatores tornam complexas as operações de confecção das armaduras, adensamento do concreto e ligações efetuadas no local definitivo da obra após o içamento no momento da montagem.

El Debs (2017) argumenta que nas últimas décadas tornou-se comum a utilização do concreto autoadensável (CAA) nas indústrias de concreto pré-moldado, por isso, exceto em poucas situações específicas, o adensamento do concreto deixou de ser uma preocupação. Afirma também que os concretos para aplicações pré-moldados possuem normalmente resistência a compressão superiores a 50 MPa e que isso associado ao alto rigor de controle, refletem diretamente na qualidade e durabilidade das construções pré-moldadas.

### *2.1.3 Concreto autoadensável (CAA)*

O concreto autoadensável surgiu da necessidade do uso de misturas de concretos de alta resistência aplicados em estruturas densamente armadas (necessidade de maior ductilidade e resistência) e em concretagens submersas. Portanto, além de alta trabalhabilidade (fluidez) esse concreto precisa simultaneamente possuir coesão para evitar a segregação (OKAMURA e OZAWA, 1991; MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Dal Molin e Tutikian (2021) afirmam que o avanço da ciência e tecnologia do concreto nas últimas décadas, propiciou o desenvolvimento no Japão, em 1988, do concreto autoadensável.

Esse concreto especial expulsa o ar aprisionado, sendo esse capaz de se moldar nas fôrmas por conta própria e preencher sem necessidade de vibração ou qualquer compactação de natureza externa, todos os espaços destinados a ele (YAHIA e KHAYAT, 2018). Na Figura 1 é mostrado o lançamento de concreto autoadensável numa estrutura com alta taxa de armaduras sem a necessidade de vibração.

**Figura 1-** Lançamento de concreto autoadensável



**Fonte:** HiperMix (2024)

Para que um concreto seja considerado autoadensável é necessário apresentar simultaneamente três propriedades seguintes: fluidez, a coesão necessária para que a mistura escoe intacta entre as barras de aço (habilidade passante) e resistência a segregação (EFNARC, 2005; NEVILLE, 2016).

De acordo com Dal Molin e Tutikian (2021) os materiais utilizados para a elaboração do CAA são, na prática, os mesmos utilizados nos concretos convencionais, porém com maior adição de finos, quer sejam adições minerais quimicamente ativas (cinza volante, escória de alto-forno, sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz), ou sem atividade química que são os filers (mineral finamente dividido, sua ação básica é o efeito do empacotamento granulométrico e formação de pontos de nucleação para a hidratação dos grãos de cimento), de aditivos superplastificantes (apresentando melhor performance os que são a base de policarboxilatos-PC) e os aditivos modificadores de viscosidade-VMA. Usualmente os agregados graúdos utilizados na mistura do CAA possuem dimensão máxima variando entre 12,5 e 19 mm.

Um dos principais materiais finos adicionados ao concreto autoadensável durante sua produção é a sílica ativa, que é um pó fino pulverizado obtido do processo de fabricação do silício metálico ou ferro silício. Por ser um produto de origem metalúrgica, ela possui maior estabilidade quanto a sua composição química e física. É composta basicamente por óxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ), apresenta forma geométrica esférica com diâmetros entre 0.2 e 0.5  $\mu\text{m}$ . A sílica ativa exerce duas funções benéficas a mistura de concreto, por possuir partículas menores do que as do cimento cria o efeito de microfíler (preenche os vazios proporcionando maior coesão e diminuição da porosidade), por outro lado desenvolve reatividade pozolânica (capacidade de produzir silicato de cálcio hidratado ao reagir com o hidróxido de cálcio) que aumentam a resistência e a durabilidade do concreto (TAHERINEZHAD *et al.*, 2019; SHIN *et al.*, 2019).

A Norma Brasileira NBR15823-1 (ABNT, 2017) estabelece os procedimentos para classificação, controle e recebimento do concreto autoadensável no estado fresco. As Partes de 2 a 6 dessa norma descrevem os métodos de ensaios e os equipamentos para sua realização (classe de espalhamento – *Slump Flow*, classe de viscosidade plástica aparente sob fluxo livre –  $t_{500}$ , classe de índice de estabilidade visual sob fluxo livre – IEV, classe de habilidade passante sob fluxo livre pelo anel J, classe de habilidade passante sob fluxo confinado pela caixa L, classe de habilidade passante sob fluxo confinado pela caixa U, classe de viscosidade aparente

sob fluxo confinado pelo funil V, classe de resistência a segregação pela coluna de segregação e classe de resistência à segregação pelo método da peneira). Não é necessário a realização de todos os ensaios concomitantemente, dependendo das necessidades específicas de cada obra e requisitos normativos. Para ensaios de controle para concreto autoadensável na indústria de pré-fabricados é necessário a comprovação apenas dos ensaios de espalhamento,  $t_{500}$  e IEV (descritos na NBR15823-2 (ABNT, 2017) e da habilidade passante pelo anel J (especificados na NBR 15823-3 (ABNT, 2017)).

#### *2.1.3.1 Empacotamento granulométrico*

As propriedades mecânicas e a durabilidade do concreto são diretamente relacionadas com a porosidade do material. Dessa maneira, a redução do índice de vazios do concreto reflete numa melhora substancial dessas propriedades, ou seja, a diminuição da porosidade do concreto leva a uma maior resistência mecânica e durabilidade, diminuindo o risco de ataques por agentes agressivos, aumentando a vida útil do material (LENZ, 2016).

O empacotamento de partículas permite uma evolução nas propriedades do concreto, que consiste em otimizar composições empregando partículas de diferentes tamanhos, promovendo o refinamento dos poros e, eventualmente, reduzindo o volume de pasta (cimento e água) necessário para envolver as partículas da mistura (OLIVEIRA *et al.*, 2018; DUTRA, 2022).

Além de promover um benefício ambiental por meio da utilização de resíduos (fillers e pedriscos resultantes da britagem de rochas) e subprodutos industriais (sílica ativa e cinza volante), possibilita também a redução de emissões poluentes e economia de energia, mediante a redução do consumo de cimento na mistura, que ocorre devido a substituição de parte desse por outros materiais com atividade pozolânica (FENNIS, 2011; LOPES, 2019).

Conforme Dackzo (2012) o empacotamento de partículas propicia um aumento considerável na densidade da matriz do material, indicando teoricamente a possibilidade de alcançar resistência mecânica mais elevada e trabalhabilidade adequada para as operações de transporte e lançamento, que é alcançada por meio da dispersão das partículas promovida pela incorporação de aditivos químicos à mistura.



A utilização da técnica do empacotamento granulométrico na produção de concretos autoadensáveis propicia, além das características de maior resistência mecânica e melhor trabalhabilidade, redução nos custos relativos a mão-de-obra necessária para as atividades de adensamento (deixa de ser necessário), redução de ruídos no canteiro de obras, maior garantia que as armaduras sejam mantidas nas suas posições originais conforme o projeto, melhor acabamento e durabilidade das estruturas, redução de custos com manutenção e ocasionais mudanças ou adaptações que possam ocorrer durante a vida útil das edificações (DAMINELI, 2017).

### 2.1.3.2 Modelo de empacotamento de Andreasen e Andersen modificado

É um modelo matemático utilizado para realizar o empacotamento de partículas (aglomerantes e agregados) utilizadas na produção de concretos de cimento Portland, concretos asfálticos e misturas de solos para serem aplicados nas construções de barragens de terra e enrocamento. Esse modelo é considerado simples de se aplicar, possui natureza semiempírica e apresenta a vantagem de não requerer fator de forma das partículas (GOES *et al.*, 2020).

O modelo de Andreasen e Andersen modificado possibilita o empacotamento de misturas que contenham três ou mais tamanhos discretos de partículas (diâmetros nominais), no qual a densidade depende das quantidades e tamanhos de partículas presentes na composição, a equação 1 apresenta essa relação.

$$P_{ideal} = \left( \frac{D^q - D_{mín}^q}{D_{máx}^q - D_{mín}^q} \right) \quad (1)$$

P ideal é a porcentagem acumulada de partículas menores que o diâmetro D (%), D é o diâmetro da partícula (µm), D<sub>mín</sub> é o diâmetro da menor partícula, D<sub>máx</sub> é o diâmetro da maior partícula do conjunto (µm) e q é o coeficiente de distribuição granulométrica.

Funk e Dinger (1994) utilizaram simulações computacionais para demonstrar a influência do valor do coeficiente de distribuição (q) no empacotamento e verificaram que o máximo empacotamento ocorreria para q igual a 0,37. Usualmente esse coeficiente pode variar de 0,20 até 0,50. Valores do coeficiente de distribuição mais próximos de q = 0,20 indicam misturas

com maior concentração de partículas menores (volume de finos), enquanto valores maiores apresentam concentrações mais elevadas de partículas com diâmetros mais espessos (areias, pedriscos e britas).

A curva ideal com as proporções de cada material na mistura utilizando-se o modelo de empacotamento de Andreasen e Andersen pode ser obtida com a utilização do método dos mínimos quadrados. É um modelo matemático clássico usado no tratamento de dados experimentais. O método dos mínimos quadrados utiliza recursos de álgebra linear e otimização para solucionar equações diferenciais parciais, e assim, produzir melhores resultados numéricos e gráficos, relacionando os valores e curvas experimentais ao conjunto de dados paramétricos adotados como padrões ou ideais.

Nos estudos para elaboração de misturas de concreto autoadensáveis, utilizando o conceito de empacotamento granulométrico, os traços podem ser obtidos através do método dos mínimos quadrados que é aplicado na otimização das equações que contém as variáveis que serão determinadas (proporção volumétrica de cada material) considerando-se as tabelas com a distribuição granulométrica desses materiais, linha por linha (quantidade de material passante em cada peneira ou medido à laser). Obtém-se uma matriz coluna que possui tantas linhas quanto forem os diâmetros medidos das partículas. Cada linha dessa matriz é obtida com a proporção da mistura ( $P_{mist}$ ) que resulta da multiplicação das proporções volumétricas de cada material (variáveis) pela respectiva quantidade passante desse material na peneira. A aplicação do método dos mínimos quadrados resultará na expressão final (PS), apresentada na equação 2.

$$PS = \left( P_{mist} (D_i^{i+1}) - P_{ideal} (D_i^{i+1}) \right)^2 \quad (2)$$

A função (PS) é minimizada com a aplicação de valores lógico-matemáticos (a soma de todas as proporções volumétricas e o volume total devem ser iguais a 1,0) e as restrições relacionadas a propriedades desejadas conforme o concreto a ser produzido e os materiais disponíveis.

#### *2.1.4 Aços usuais para armaduras utilizadas em concreto armado*

O aço é um material metálico produzido em usinas siderúrgicas, constituído de ferro com adição de até 2,04 % de carbono. A adição de outros materiais, como manganês, níquel, cromo, silício,

alumínio entre outros e as impurezas (fósforo e enxofre) proporcionam a obtenção de características específicas diferentes em função do tipo de aplicação. Os aços para armaduras utilizados em estruturas de concreto armado são fabricados com teores máximos de carbono equivalente com valores próximos de 0,55% (RÜSCH, 1980; SILVA *et al.*, 2021).

A NBR 6118 (ABNT, 2023-a) indica os valores que podem ser considerados para todos os tipos de aço para armaduras passivas utilizadas em concreto armado: massa específica com valor de 7.850 kg/m<sup>3</sup>, coeficiente de dilatação térmica valendo 10<sup>-5</sup>/°C para intervalos de temperatura entre – 20°C e 150 °C e módulo de elasticidade longitudinal -  $E_s$  com valor de 210 GPa (210.000 MPa), na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante.

Araújo (2023) informa para fins de comparação, que ao contrário da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023-a), que indica o valor do módulo de elasticidade  $E_s = 210$  GPa, todas as principais normas internacionais, como o *Comité Européen du Béton* (CEB), a *Federation Internationale du Béton* (FIB), o ACI e o Eurocode-2 consideram para efeito de cálculo  $E_s = 200$  GPa.

As barras de aço utilizados atualmente em estruturas de concreto armado no Brasil (CA-25 e CA-50) possuem diâmetros nominais de 5,0 mm ou superiores, obtidos exclusivamente por laminação de tarugos de aço aquecidos, consistindo um processo de deformação mecânica, que reduz a seção do tarugo na passagem por cilindros paralelos em rotação, em gaiolas de laminação. Os tarugos são fabricados na usina siderúrgica, a partir de sucatas recicladas e ferro-gusa. A barra da categoria CA-25 deve ter superfície lisa e desprovida de quaisquer tipos de nervuras. A barra da categoria CA-50 deve ser provida de nervuras transversais oblíquas e ter pelo menos duas nervuras longitudinais, contínuas e diametralmente opostas, que impeçam o giro da barra dentro do concreto conforme NBR7480 (ABNT, 2024).

Os fios de aço da categoria CA-60 devem ser nervurados, são produzidos com diâmetros nominais de 10 mm ou inferiores, obtidos por trefilação ou processo equivalente, como estiramento e laminação a frio, conforme NBR7480 (ABNT, 2024). As principais características físicas e geométricas dos fios e barras estão apresentadas na Tabela 1.

**Tabela 1** – Características dos fios e barras de aço conforme NBR 7480 (ABNT, 2024)

Diâmetro (mm)		Massa Linear	Área (mm <sup>2</sup> )	Perímetro (mm)
Fios	Barras			
3,4	-	0,071	9,1	10,7
3,8	-	0,089	11,3	11,9
4,2	-	0,109	13,9	13,2
4,6	-	0,130	16,6	14,5
5	5	0,154	19,6	17,5
5,5	-	0,187	23,8	17,3
6	-	0,222	28,3	18,8
-	6,3	0,245	31,2	19,8
6,4	-	0,253	32,2	20,1
7	-	0,302	38,5	22,0
8	8	0,395	50,3	25,1
9,5	-	0,558	70,9	29,8
10	10	0,617	78,5	31,4
-	12,5	0,963	122,7	39,3
-	16	1,578	201,1	50,3
-	20	2,466	314,2	62,8
-	22	2,984	380,1	69,1
-	25	3,853	490,9	78,5
-	32	6,313	804,2	100,5
-	40	9,865	1256,6	125,7

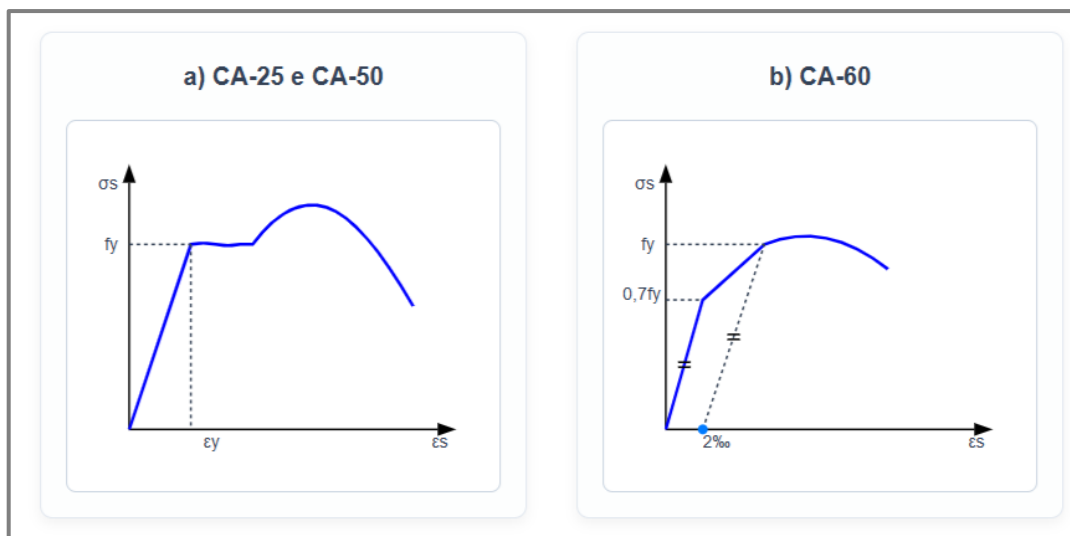
**Fonte:** Adaptada de NBR7480 (ABNT, 2024)

Todas as barras nervuradas devem apresentar marcas de laminação em relevo, identificando o produtor, a categoria do aço e o diâmetro nominal. A identificação de fios e barras lisas deve ser feita por etiqueta ou marcas em relevo.

Segundo Carvalho e Figueiredo (2024) as características mecânicas mais importantes para a definição do comportamento do aço estrutural, as quais são obtidas em ensaios de tração, são resistência característica ao escoamento ( $f_{yk}$ ), limite de resistência a tração ( $f_{stk}$ ) e o seu alongamento na ruptura.

No Figura 2 é mostrado um diagrama tensão *versus* deformação ( $\sigma \times \epsilon$ ) para aços das categorias CA-25 e CA-50, que possuem patamar de escoamento bem definido e aço categoria da CA-60 que não possui esse patamar definido, tendo sua resistência ao escoamento atribuída de forma convencional que corresponde a deformação residual de 2 ‰ (0,2%).

**Figura 2**– Diagrama tensão *versus* deformação dos aços brasileiros usados atualmente



**Fonte:** Bastos (2019) Adaptada

É evidenciado na Figura 2b, que o aço da categoria CA-60 não possui um patamar de escoamento bem definido, sendo adotado o valor convencional de deformação plástica residual de 2 ‰, a parte inicial do gráfico possui um trecho linear até próximo ao valor de 70% da tensão de escoamento convencional ( $f_y$ ).

De acordo com a NBR7480 (ABNT, 2024) fica a critério do produtor a forma de identificação da soldabilidade do produto, podendo ser adotada marcação na barra, identificação por etiqueta ou ainda outros critérios aplicáveis.

Fabricantes brasileiros de aços para concreto armado fornecem materiais para armaduras com características de soldabilidade, como os aços das categorias CA-25 e CA-60. Os vergalhões CA-50 são fabricados na forma soldável ou não soldável. Quando soldável, a letra S vem gravada na superfície da barra, sendo chamado CA-50 S.

A soldagem entre barras permite a eliminação de arames para a união de barras, e garante uma armadura montada de melhor qualidade. Emendas de barras também podem ser feitas com solda. A soldagem é um processo comum em armaduras para estruturas pré-moldadas, produzidas em indústrias de pré-fabricados de concreto (BASTOS, 2019).

### 2.1.5 Aço de alta resistência para armaduras utilizadas em concreto armado

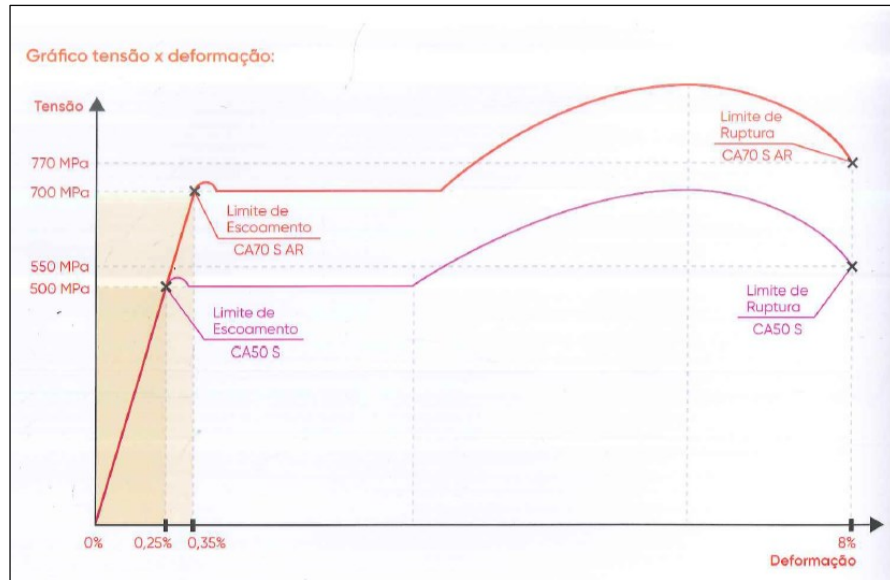
Nos Estados Unidos, os aços de alta resistência Grau 100 (690 MPa) e Grau 120 (830 MPa) foram incluídos após aprovação, na edição ASTM 1035 em 2004. No entanto, as primeiras especificações permitidas para uso em estruturas de concreto armado somente foram publicadas no *Building Code Requirements for Structural Concrete- ACI Committee 318* no ano de 2008. Nesta edição do código, esses aços foram permitidos em poucas aplicações e possuíam várias restrições de uso.

No Brasil aconteceu algo semelhante. O aço CA-70 destinado às armaduras para estruturas de concreto teve seus requisitos para produção, características físicas e geométricas, condições de fornecimento e demais especificações aprovadas pelo Comitê Brasileiro de Siderurgia (ABNT/CB-028), pela Comissão de Estudo de Aço para Concreto Armado e Protendido (CE-028:002.001) através da publicação da NBR 7480 (ABNT, 2024) e pela Portaria 501 (INMETRO, 2024). Porém, a norma brasileira para projeto de estruturas de concreto, em sua quarta edição, foi publicada a NBR 6118 (ABNT, 2023) em 28 de agosto de 2023, portanto anterior a aprovação pela ABNT e INMETRO dos aços de alta resistência. Nesta publicação para projetos de concreto armado está explícito que os aços para armaduras passivas devem ser das categorias CA-25, CA-50 e CA-60. Portanto, neste documento não há qualquer especificação ou ao menos citação do aço de categoria CA-70.

De maneira geral, na NBR 7480 (ABNT, 2024), o aço da categoria CA-70, exceto seu valor de resistência característica ao escoamento ( $f_{yk}=700$  MPa), possui todas as demais características idênticas aos requisitos e especificações para o aço CA-50.

Para fins de comparação em relação às características mecânicas dos aços CA-50S e CA-70S/AR obtidas a partir dos ensaios de tração, na Figura 3 é mostrado o diagrama tensão *versus* deformação desses aços divulgados nos catálogos técnicos da ArcelorMittal.

**Figura 3** - Comparação entre os aços CA-50S e CA-70S/AR



Fonte: ArcelorMittal (2024)

Conforme apresentado, o aço CA-70 apresenta patamar de escoamento bem definido, módulo de elasticidade idêntico ao CA-50,  $f_{yk} = 700 \text{ MPa}$ ,  $f_{st} = 1,10f_y$ , o alongamento após ruptura no comprimento de barra tracionada equivalente a  $10\phi$  é de 8%.

São disponibilizados em sete diâmetros nominais diferentes (8,0 mm; 10,0 mm; 12,5 mm; 16,0 mm; 20,0 mm; 25,0 mm e 32,0 mm) também soldável em todas as apresentações (CATÁLOGO ARCELORMITTAL, 2024). Na Figura 4 são mostrados aços de alta resistência fabricados pela ArcelorMittal.

**Figura 4** - Vergalhão ArcelorMittal CA-70S/AR



Fonte: ArcelorMittal (2024)

## 2.2 ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E CONCRETO

### 2.2.1 *Considerações sobre aderência*

A aderência pode ser entendida como o fenômeno responsável pela solidariedade dos principais componentes do concreto armado, as barras de aço e o concreto estrutural, permitindo que ambos os materiais trabalhem em conjunto (resistam e transmitam um ao outro os esforços solicitantes). A aderência entre a armadura e o concreto é o mecanismo fundamental que viabiliza a própria existência do concreto armado como material estrutural compósito (ROCHA, 1976; MONTOYA *et al.*, 1987, SHI *et al.*, 2024).

O mecanismo de aderência permite que os materiais sejam deformados em conjunto e, como consequência, permite a transferência da resistência de um para o outro, ou seja, sempre que a tensão na barra varia, seja por compressão ou tensão, e supondo que a tensão de ligação seja realizada ao longo da barra, haverá transferência de forças entre a barra e o concreto (BARBOSA e SÁNCHEZ FILHO, 2016).

O processo de aderência entre o aço e o concreto decorrem de diferentes fenômenos que intervêm na ligação desses dois materiais. Convencionalmente a aderência entre as barras de aço e o concreto é separada em três componentes: a aderência por adesão, a aderência por atrito e a aderência mecânica. Essa separação é apenas para ilustrar o fenômeno, pois não é possível determinar separadamente cada uma delas (TASSIOS, 1979; ARAUJO, 2023; TRTNIK *et al.*, 2025).

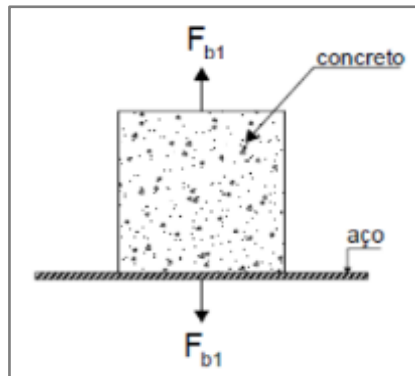
### 2.2.2 *Tipos de aderência*

A aderência por adesão, conforme Leonhardt e Mönnig (1977 e 1978), Fusco (2013) ocorre em função das ligações físico-químicas na interface aço e concreto que ocorrem durante a cura do cimento. Esse tipo de aderência depende da limpeza superficial e da rugosidade das barras, o que não é suficiente para uma boa aderência, pois é destruída no caso de pequenos deslocamentos relativos (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977; MARINS NETO, 2007; FUSCO, 2013).



De acordo com o *American Concrete Institute (ACI) Committee - 408* (1991) publicado pelo *ACI Materials Journal*, a parcela de aderência decorrente da adesão química, para carregamentos monotônicos varia entre 0,48 MPa e 1,03 MPa. A Figura 04 ilustra esquematicamente esse tipo de aderência.

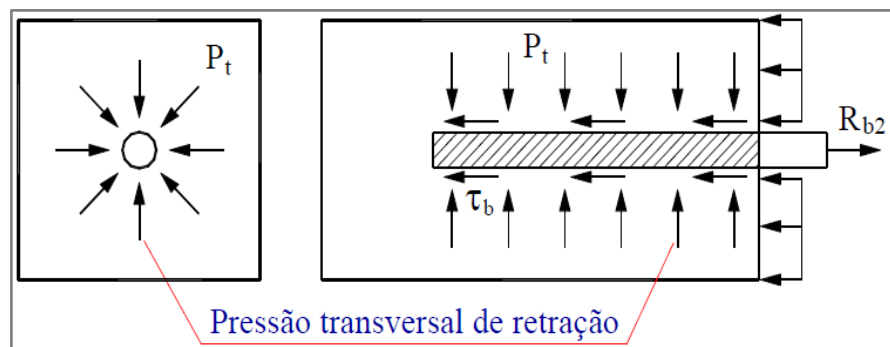
**Figura 04-** Aderência por adesão



Fonte: Fusco (2013)

A aderência por atrito de acordo com Fusco (2013), decorre das forças de atrito existentes entre a barra de aço e o concreto ao seu redor, desde que existam pressões transversais à barra, surgindo quando um material tende a se deslocar em relação ao outro, depois que for rompida a aderência por adesão. Este tipo de aderência depende do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto que segundo Leonhardt e Mönnig (1977) possui valores variando entre 0,3 e 0,6. O *ACI Committee 408* (1991) estabelece limites para os valores de aderência por atrito entre 0,41 MPa e 10 MPa. Na Figura 5 é mostrado como são mobilizadas as tensões de aderência por atrito.

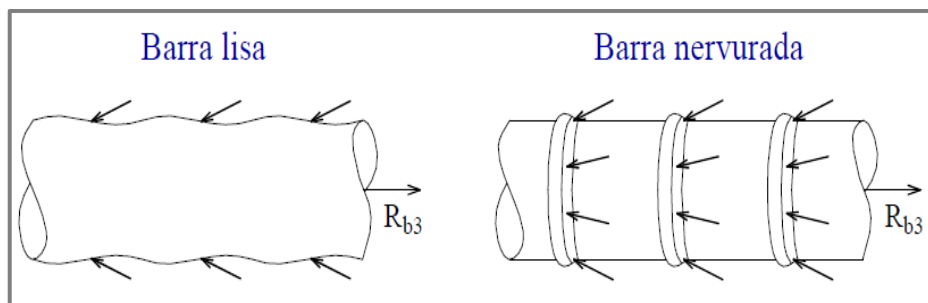
**Figura 5-** Aderência por atrito



Fonte: Fusco (2013)

Por fim, a aderência mecânica é definida como a interação entre a superfície da barra de aço nervurada ou entalhada e o concreto ao seu redor, ocorrendo o engrenamento mecânico, tipo encaixe, entre a superfície da barra e o concreto formando regiões espaciais denominados “consolos de concreto” que são solicitados ao esforço de cisalhamento (corte) antes que a barra possa deslizar (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977). Este é o tipo de ligação mais efetiva e confiável, pois a presença das nervuras funciona como peças de apoio que aumentam significativamente a aderência (FUSCO, 2013). Na Figura 6 é apresentado o funcionamento da aderência mecânica.

**Figura 6-** Aderência mecânica

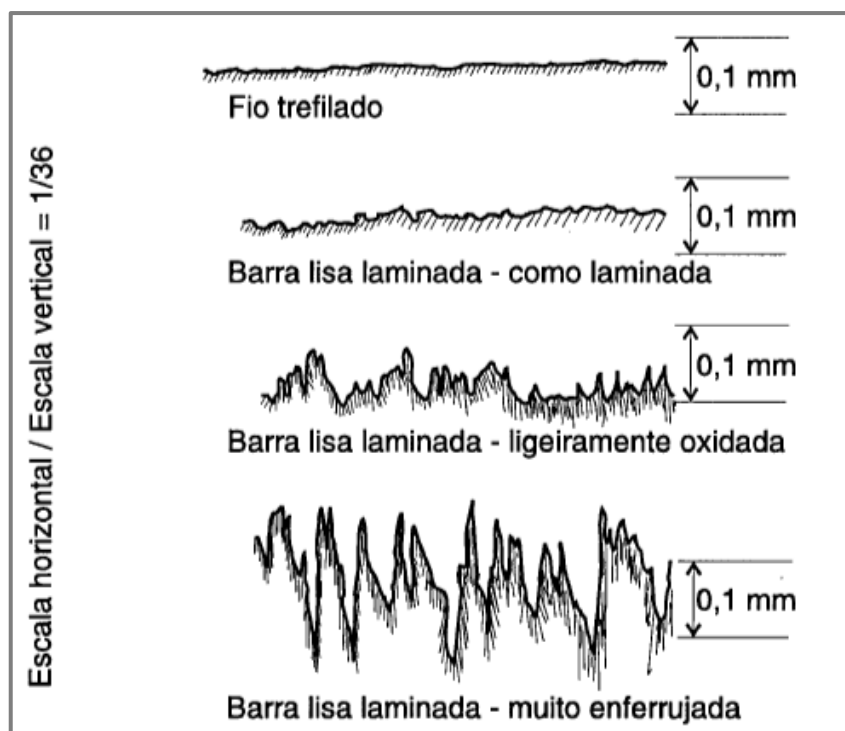


**Fonte:** Fusco (2013)

De acordo com Caetano (2008) nas barras lisas por não existirem nervuras ou mossas, como seria de se esperar, a contribuição desta parcela é muito pequena. No entanto existe aderência mecânica também nas barras lisas em virtude das irregularidades superficiais inerentes ao processo de laminação e da oxidação.

Na Figura 7, é mostrado para fins de comparação as superfícies microscópicas (ampliação de 36 vezes) de uma barra lisa de aço enferrujada, uma barra lisa recém laminada e um fio de aço obtido por laminação a quente e posterior encruamento a frio (FUSCO, 2013).

**Figura 7-** Superfície microscópica de barras e fios lisos



**Fonte:** Rehm e Eligehausen *apud* Fusco (2013)

Apesar da existência deste fenômeno contribuir para o aumento da aderência mecânica entre barras lisas oxidadas e o concreto, isso não pode ser considerado como garantia de sempre existir essa aderência e não pode ser levado em conta no dimensionamento de estruturas de concreto. Quando a corrosão da armadura ocorre, o dano ao concreto é subsequente. O produto de corrosão do aço-carbono é volumoso e precipita na interface entre o aço e o concreto, que gera tensões que podem causar a fissuração do concreto (GENTIL, 2011).

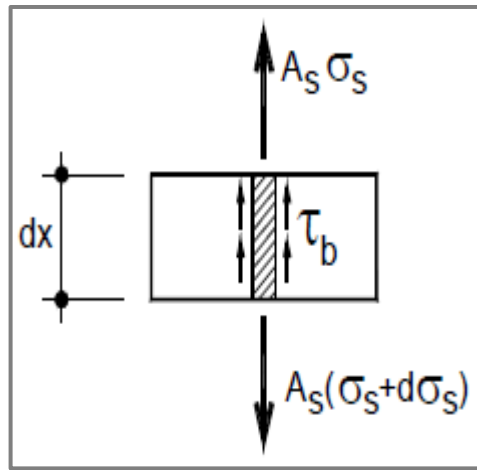
### 2.2.3 *As tensões de aderência*

A ligação entre os elementos constituintes do concreto armado é considerada por meio da definição da tensão de aderência e sua distribuição ao longo da superfície de contato cuja eficiência é quantificada mediante a relação tensão de aderência *versus* deslizamento, a qual representa a variação da tensão que surge na interface do aço com o concreto, relacionada ao deslocamento relativo entre a barra da armadura e o concreto envolvente (CORRES e MUTTONI, 2023).

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), as tensões de aderência que surgem devido à ocorrência de uma variação de tensões em um determinado trecho do aço, possuem as principais causas: (carregamentos externos, fissuras, forças de ancoragem nas extremidades das barras, variações térmicas, retração do concreto e deformação lenta do concreto).

Através de um elemento infinitesimal, é possível determinar analiticamente a tensão de aderência entre uma barra de aço e o concreto que a envolve, pelo equilíbrio das forças atuantes na barra e no concreto, como demonstrado na Figura 8.

**Figura 8** – Tensão em elemento infinitesimal



Fonte: Fusco (2013)

$$A_s \sigma_s + \tau_b \pi \phi dx = A_s \sigma_s + A_s d\sigma_s \quad (3)$$

Portanto:

$$\tau_b = \frac{A_s d\sigma_s}{\pi \phi ds} \quad (4)$$

As tensões de aderência se opõem à tendência de deslocamento relativo entre a barra de aço e o concreto. Os resultados dos ensaios de arrancamento geralmente são representados por valores médios (equação 5) da tensão de aderência ( $\tau_{bm}$ ), supondo-se que, na iminência do arrancamento, todo o comprimento da barra transferiu a tensão atuante para a massa de concreto (ancoragem). Dessa forma, a capacidade de aderência admitida para determinada situação é

bem menor que a tensão de aderência que pode ser obtida dentro desses pequenos comprimentos de ancoragem. Portanto, esses valores médios, são dados pela expressão abaixo (CORREIA, 2012).

$$\tau_{bm} = \frac{R_{st}}{\pi \phi L_b} \quad (5)$$

Onde:

$$R_{st} = A_s \sigma_s \quad (6)$$

Sendo:

$R_{st}$  - força de tração atuante na barra;

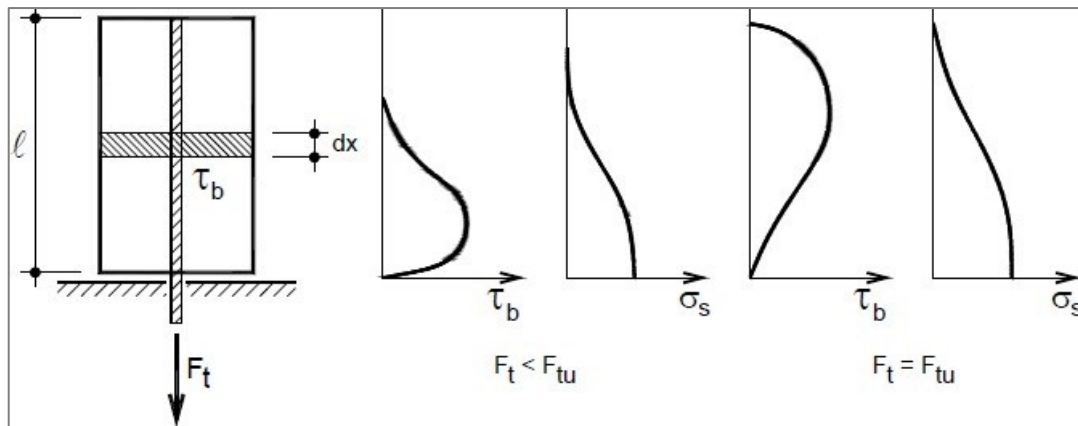
$\phi$  - diâmetro da barra;

$L_b$  - comprimento de ancoragem.

As tensões de aderência normalmente são determinadas através da realização de ensaios de arrancamentos de barras do concreto aplicando forças de tração. Normalmente, esses ensaios são caracterizados por apresentarem uma grande dispersão nos seus resultados, inerentes ao controle, processo ou ensaio empregado (SANTANA, 2014)

Na Figura 9 é apresentado um possível comportamento das tensões ( $\sigma_s$ ) e tensões de aderência ( $\tau_b$ ) descritos a partir de ensaio de arrancamento. Neste ensaio, sob ação de uma força de tração  $F_t$ , age na barra uma tensão  $\sigma_s$  progressivamente transferida ao concreto, mediante as tensões de aderência (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).

**Figura 9-** Comportamento de tensões normais e de aderência no ensaio de arrancamento.



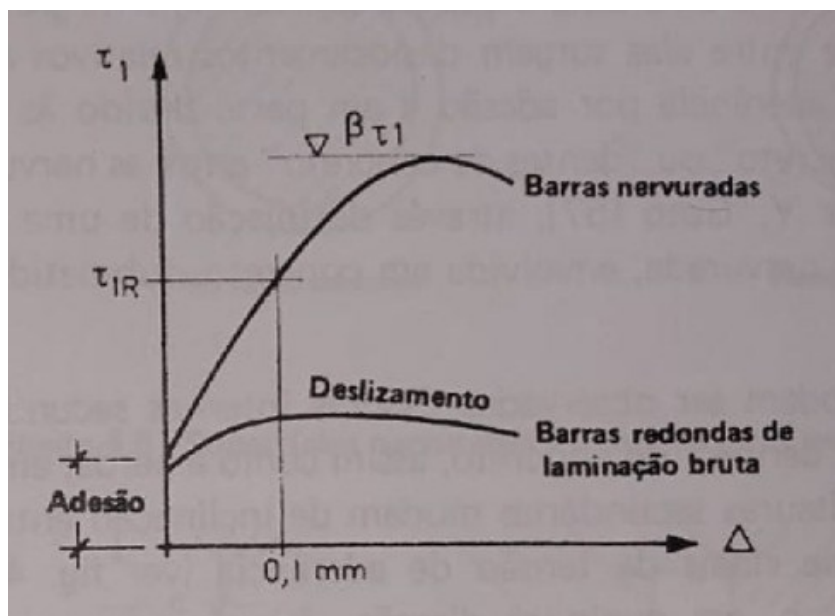
**Fonte:** Leonhardt e Mönnig (1977)

A tensão  $\sigma_s$  diminui à medida que a seção transversal ocupa posições afastadas da seção que coincide com a extremidade do bloco de concreto onde a barra é puxada. Isso decorre da aderência que permite a transferência das tensões atuantes na barra para o concreto. Quando se tem uma força  $F_t$  menor que a força de tração última  $F_{tu}$ , a aderência é mobilizada em apenas uma parte do comprimento total da barra. A tensão de aderência atinge seu valor máximo onde o diagrama de  $\sigma_s$  apresenta um ponto de inflexão. No caso de  $F_t = F_{tu}$ , quando ocorre a ruptura, a aderência é mobilizada em todo o comprimento da barra, atingindo a máxima capacidade de aderência entre os dois materiais (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).

#### 2.2.4 Curvas representativas das tensões de aderência

Embora alguns trabalhos busquem apresentar curvas esquemáticas para representar a relação tensão de aderência *versus* deslizamento, separando a influência de cada um dos mecanismos resistentes, o mais comum é traçar curvas combinando os efeitos, conforme o modelo de curva proposto por Leonhardt e Mönnig (1977), que busca comparar o comportamento global de barras lisas e nervuradas (ZULINI, 2019). O modelo esquemático das curvas é apresentado na Figura 10.

**Figura 10** - Curvas da tensão de aderência *versus* deslizamento do comportamento esquemático das barras lisas e nervuradas



Fonte: Leonhardt e Mönnig (1977)

Conforme Leonhardt e Mönnig (1977), inicialmente quando a barra começa a ser solicitada, não ocorrem deslizamentos e se desenvolve a parcela de aderência por adesão. Em seguida, o trecho inclinado da curva corresponde à aderência mecânica, sendo mais acentuado para barras nervuradas. O trecho descendente da curva corresponde à perda de aderência, caracterizada pelo decréscimo da tensão de aderência e aumento do deslizamento. Nas barras lisas, a curva é mais abatida e a perda de aderência ocorre de forma mais suave, devido às características da aderência por atrito.

As curvas da figura representam situações em que a ruptura se dá pelo arrancamento da barra, ou seja, em situações onde exista confinamento suficiente para evitar o fendilhamento e permitir que se chegue ao limite de capacidade de aderência (CAETANO, 2008).

Segundo Leonhardt e Mönnig (1977) a partir da curva de aderência, define-se o valor de cálculo da resistência de aderência  $\tau_{IR}$ , sendo a tensão de aderência para a qual ocorre um deslocamento da extremidade livre da barra, no valor de  $0,1 \text{ mm}$  em relação ao concreto, com a força  $P$  correspondente a esse deslocamento ( $\Delta = 0,1 \text{ mm}$ ), tendo-se então:

$$\tau_{1R} = \frac{P(\Delta = 0,1)}{uL_b} \quad (7)$$

Sendo:

P - Força correspondente ao deslocamento  $\Delta = 0,1\text{mm}$ ;

u - perímetro da barra;

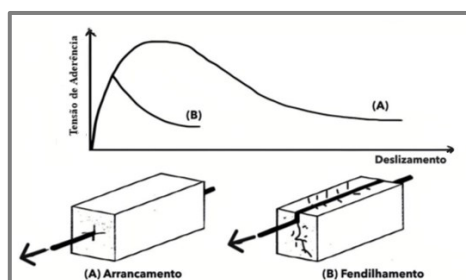
$L_b$  - comprimento de ancoragem.

Ainda segundo Leonhardt e Mönning (1977), na realidade, a resistência de aderência efetiva, majoritariamente na aderência mecânica é um valor muito maior, chegando a alcançar o dobro do valor citado e com deslocamentos que atingem até  $\Delta = 1,0\text{ mm}$ . Devido a grande dispersão dos valores de aderência obtidos nos ensaios, recomenda-se para o dimensionamento um valor bastante afastado da tensão máxima ( $\beta_{\tau 1}$ ). O valor de tensão admissível para projetos, determinado pela norma alemã DIN 1045 é obtido a partir da aplicação de coeficientes de segurança sobre o valor de  $\tau_{1R}$  ( $v \cong 3$ ) e sobre o valor de  $\beta_{\tau 1}$  ( $v = 5 \text{ a } 6$ ).

### 2.2.5 Modos de ruptura da aderência

De maneira geral, as rupturas por aderência podem ser pelo arrancamento das barras, quando a barra é puxada após a ruptura da interface entre o concreto e a barra, apresentando um comportamento mais dúctil e ocorre quando a resistência da tração do concreto é alta ou quando existe um bom confinamento. Outro modo de ruptura é pelo fendilhamento do concreto (ruptura frágil) que resulta do efeito de tração radial, típico de situações em que o confinamento é inadequado (FUSCO, 1995; ACI 408R, 2003). A Figura 11 apresenta os padrões de fissuração destes dois modos de ruptura.

**Figura 11-** Representação gráfica dos modos de ruptura da aderência e fissuras típicas



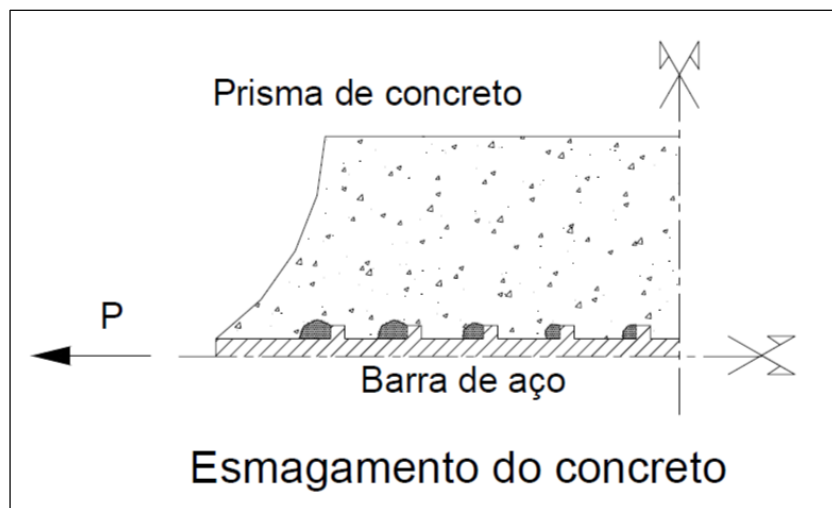
Fonte: Dumêt (2003)



Pode ser observado pelo gráfico, que a ruptura por arrancamento (curva a) é mais dúctil que a ruptura por fendilhamento (curva b), e mobiliza uma tensão de aderência maior para peças semelhantes.

O mecanismo de ruptura por corte do concreto entre as nervuras (esmagamento do concreto junto as mossas da barra de aço) e o arrancamento da barra, ocorre basicamente quando existe um bom confinamento da barra tracionada durante o ensaio (ROTS, 1989). Esse mecanismo é mostrado na Figura 12.

**Figura 12-** Mecanismo de ruptura por arrancamento



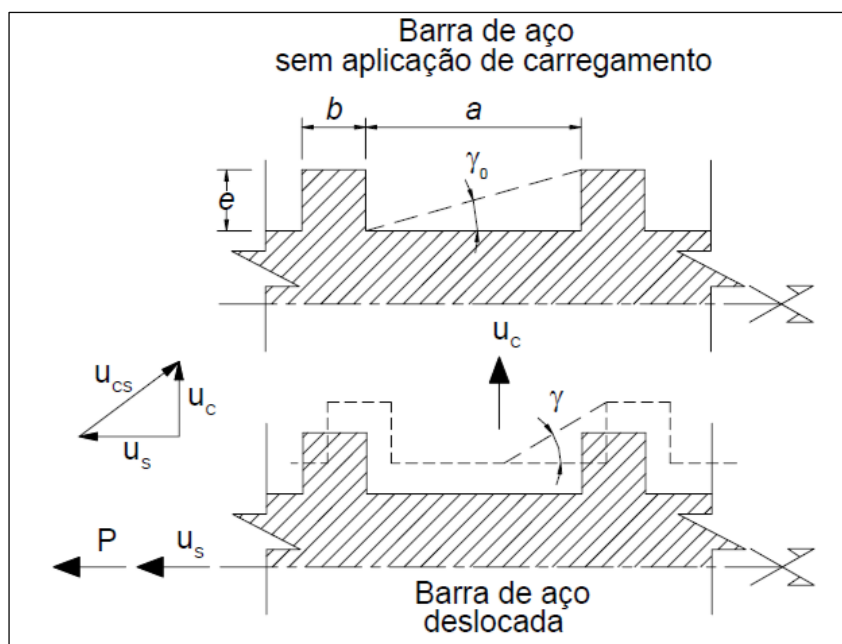
**Fonte:** Rots (1989)

A condição de bom confinamento é considerada quando existe suficiente cobrimento do concreto para resistir às tensões radiais de tração, quando o concreto é de alta resistência ou quando tiver armadura transversal (estribos) suficiente para impedir ou retardar a propagação de fissuras. Caso haja confinamento adequado, a capacidade de aderência tende a aumentar, sendo limitada pela resistência ao corte (cisalhamento) dos consoles de concreto entre as nervuras (DUMÊT, 2003).

A ruptura por arrancamento da barra de aço está relacionada, principalmente, à resistência à compressão do concreto e à geometria das nervuras (ALMEIDA FILHO, 2006).

Segundo Nielsen (1984), para uma barra com nervuras com altura “e”, espaçamento entre elas igual a “a” e largura relativa “b”. Quando é aplicado a força de tração na barra, ocorrem deslocamentos que provocam o mecanismo de ruptura local por arrancamento, formando-se um cone ao redor da barra, como pode ser visto na Figura 13.

**Figura 13** - Mecanismo de ruptura local em uma barra de aço



Fonte: Nielsen (1984)

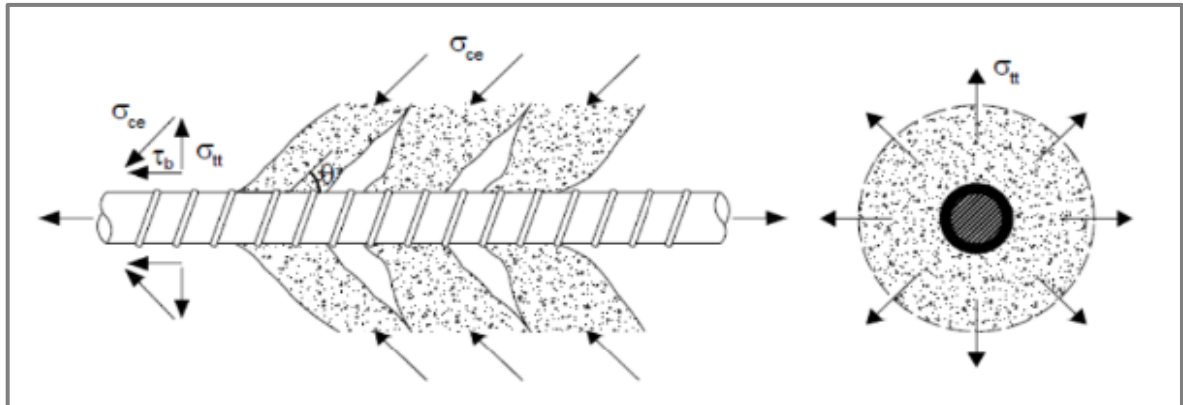
De acordo com Nielsen (1984) a barra desloca-se de uma distância “ $u_s$ ” e o concreto adjacente move-se, axissimetricamente de uma distância “ $u_c$ ” na direção perpendicular à força aplicada  $P$ . Esses vetores de deslocamento formam um vetor resultante “ $u_{cs}$ ”. Ocorrem concentrações de tensões locais junto as mossas que geram fissuras radiais no concreto ao redor.

Nas barras lisas o processo de arrancamento é facilitado, pois as irregularidades da superfície são muito pequenas e não se formam consoles pela ausência de nervuras. Por isso, a ruptura da aderência, nas barras lisas, normalmente se dá por arrancamento, ocorrendo quando a aderência por adesão e por atrito já foi esgotada (DUMÊT, 2003).

As fissuras de fendilhamento geradas pelas tensões circunferenciais de tração tendem a se propagar em direção às bordas quando estas atingem ou superam a resistência à tração do concreto, resultando na perda do cobrimento e da aderência. O número de barras e sua

configuração ao longo do elemento são os principais fatores que influenciam a orientação dessas fissuras (CEB 151, 1982; SANTANA 2014). Esquemáticamente na Figura 14 são mostrados o surgimento e a propagação deste tipo de fissura.

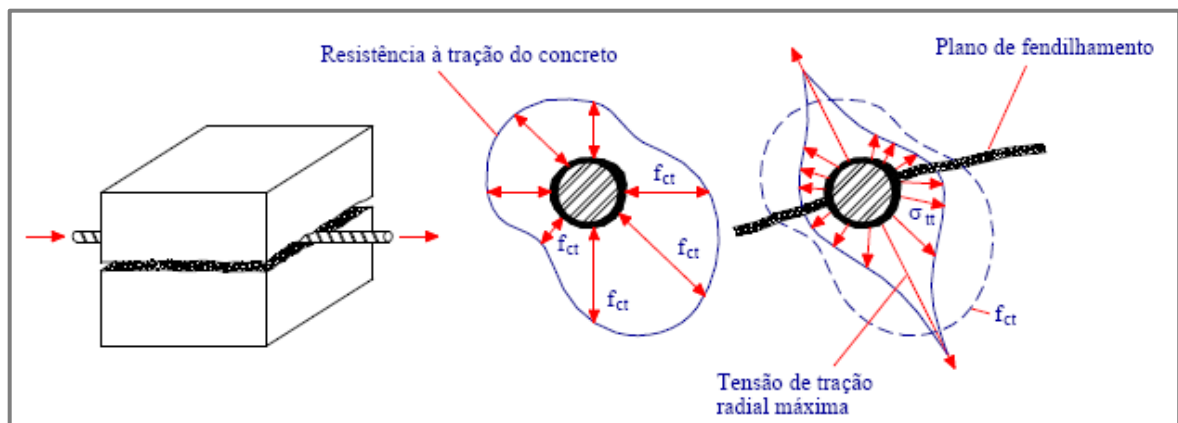
**Figura 14-** Transferência de esforços por aderência



Fonte: Fusco (2013)

De acordo com Fusco (2013) a falha por aderência não se dá por um simples processo de deslizamento progressivo da barra de aço dentro do concreto. Os esforços de tração transversais mobilizados pelo fenômeno da aderência tendem a provocar o fendilhamento do concreto paralelamente ao eixo da barra de aço, como apresentado na Figura 15.

**Figura 15-** Fendilhamento longitudinal do concreto



Fonte: Fusco (2013)

É possível também que ocorra a falha da aderência devido a deformação da barra de aço, quando esse material atinge ou excede seu limite de escoamento, antes que tivesse sido atingida a tensão

de aderência última e as tensões de tração no concreto não ultrapassem sua resistência causando o fendilhamento (CORREIA, 2012).

#### *2.2.6 Principais parâmetros que influenciam na aderência*

##### *2.2.6.1 Cobrimento do concreto e espaçamento entre as barras*

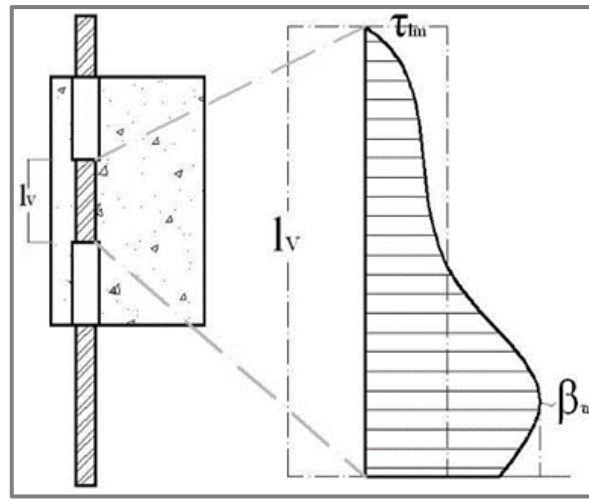
Quanto maior o cobrimento e o espaçamento entre as barras, maior é o grau de confinamento e conseqüentemente a maior tensão de aderência é desenvolvida. Além de afetar a tensão máxima de aderência o cobrimento também afeta a forma de ruptura. Com um confinamento adequado, a curva tensão de aderência *versus* deslizamento tende a ser menos acentuada e a ruptura tende a ocorrer pelo esmagamento do concreto nas nervuras e arrancamento da barra. Porém, no caso de um confinamento reduzido ou um espaçamento pequeno entre as barras, a ruptura ocorre por fendilhamento, com fissuras não contidas pela massa de concreto originadas das tensões radiais de tração (ACI 408R, 2003; SANTOS e RIERA, 2010).

Orangun *et al.* (1977) e Haddad *et al.* (2008) estudaram a influência do cobrimento de concreto sobre a aderência e sugeriram um valor limite para a relação entre o cobrimento e o diâmetro da barra ( $c/\phi$ ) para a modificação do tipo de ruptura da aderência, para valores de  $(c/\phi) > 2,5$  haveria o arrancamento direto da barra e para valores inferiores à 2,5, a falha envolveria o fendilhamento do cobrimento.

##### *2.2.6.2 Comprimento de ancoragem*

A distribuição de tensões de aderência é variável ao longo do comprimento de ancoragem da barra de forma exponencial, sendo a tensão mais elevada próximo ao ponto de aplicação da carga e depois reduz rapidamente (Figura 16) nesta situação apenas um trecho da barra e do concreto, próximos ao ponto de aplicação da carga, estão sendo muito solicitados no início do carregamento. Quando os esforços começam a superar a capacidade resistente da zona mais tensionada é que as tensões em pontos mais afastados começam a incrementar.

**Figura 16-** Distribuição de tensões de aderência



Fonte: ACI (2003)

#### 2.2.6.3 Presença de armadura transversal

As armaduras transversais (estribos) podem proporcionar um grau de confinamento adequado e atua principalmente na definição do modo de falha da aderência, transformando muitas vezes, a falha por fendilhamento em ruptura por deslizamento, aumentando assim a capacidade de ancoragem (ACI 408R, 2003; ELIGEHAUSEN *et al.*, 2007).

A tensão de aderência pode ser dividida em uma parcela do concreto, desenvolvida sem a presença de armadura transversal, e outra da armadura transversal, a qual está relacionada com o número e área dos estribos, diâmetro da barra e resistência do concreto. A tensão de aderência cresce com o aumento da taxa de armadura transversal, pois retarda o processo de fissuração e permite que um maior número de nervuras contribua com a transferência de tensão na interface entre os materiais (ZUO e DARWIN, 1998; ZUO e DARWIN, 2000).

#### 2.2.6.4 Posição das barras no interior do concreto

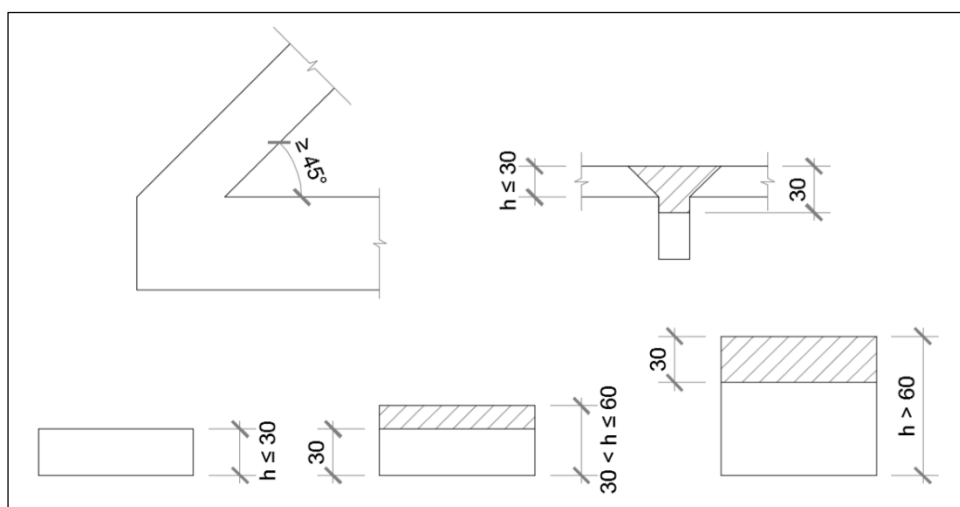
A posição das barras dentro de um elemento de concreto tem um papel importante na capacidade da aderência. Barras posicionadas na parte superior de uma viga tendem a apresentar comportamento menos eficiente em termos de aderência do que aquelas colocadas na parte inferior (MIRZA *et al.*, 1988; AITKEN *et al.*, 2025).

O pior desempenho está relacionado a vários fatores tais como acúmulo de água na superfície inferior da barra e o eventual movimento dos agregados mais pesados para o fundo das formas (MORCOUS e ASSAD, 2023).

Várias pesquisas e algumas normas regulamentadoras, como a própria NBR 6118 (ABNT, 2023-a), reconhecem a existência de zonas de boa e má aderência inclusive utilizando-se coeficientes para ajustar o comprimento de ancoragem necessário em certas zonas, assumindo que barra situadas no topo de elementos tem pior aderência.

Essas zonas estão associadas a condições de vibração e adensamento do concreto. Em peças concretadas horizontalmente a perda d'água durante a pega é mais intensa nas regiões superiores, ocasionando uma zona de má aderência, principalmente nas armaduras superiores de vigas e quando se utilizam formas deslizantes (AGUIAR, 2018). Na Figura 17 são mostradas esquematicamente as zonas de boa e má aderência (áreas hachuradas).

**Figura 17-** Zonas de boa e má aderência



**Fonte:** Carvalho (2024) Adaptada

#### 2.2.6.5 Direção de lançamento do concreto

A orientação do lançamento de concreto pode influenciar a aderência pois, ao longo da altura de concretagem, tendem a surgir pequenas diferenças no teor de agregados graúdos e relação água/cimento (a/c), devido à tendência de deposição dos materiais mais pesados e exsudação

da água. A exsudação pode favorecer o acúmulo de água sob as barras, afetando mais as barras mais altas. Essas variações no concreto podem gerar zonas de boa e má aderência citadas anteriormente (ALMEIDA FILHO, 2006, LORENZI *et al.*, 2017).

#### *2.2.6.6 Idade do concreto*

A idade do concreto influencia na aderência porque está associada ao fenômeno de hidratação do cimento e perda de água presente na matriz cimentícia, espera-se em princípio que com o aumento da hidratação e resistência do concreto, que a aderência aumente. A retração e a fluência do concreto são outros fatores relacionados a idade do concreto ou ao tempo de aplicação dos carregamentos que podem influenciar na aderência (RIBEIRO, 1985; ACI 408R, 2003).

Em barras nervuradas pode-se observar um acréscimo da tensão de aderência de acordo com o acréscimo da idade e consequentemente da resistência à compressão dos concretos convencionais. Pois, enquanto a aderência química e por atrito são pouco influenciadas pela resistência à compressão, a parcela de mecânica da aderência depende consideravelmente da resistência à compressão, assim como da idade do concreto (KHANDAKER e HOSSAIN, 2008).

#### *2.2.6.7 Forças transversais*

A forças transversais têm papel fundamental no comportamento da aderência, atuando de duas formas distintas: aumentando a força de atrito na interface aço-concreto e elevando o confinamento da barra, o que retarda ou inibe a falha por fendilhamento, favorecendo a ruptura por escorregamento. Essas forças transversais que atuam causando compressão no concreto, são decorrentes de apoios diretos, como em extremidades de vigas apoiadas sobre pilares, ou do fenômeno de retração do próprio concreto (CAETANO, 2008; FUSCO, 2013; MAK e LEES, 2019).

#### *2.2.6.8 Diâmetro das barras*

Para um determinado comprimento aderente, quanto maior for o diâmetro da barra maior será a força de arrancamento necessária para provocar a ruptura do elemento. Como o aumento da

força de aderência acontece mais lentamente do que o aumento da seção transversal da barra, pois a força que uma barra pode suportar é proporcional à sua área de seção transversal ( $A_s$ ), que aumenta com o quadrado do diâmetro ( $\emptyset^2$ ), por outro lado, a força de aderência que pode ser transferida para o concreto é proporcional à área de contato da barra, que aumenta linearmente com o diâmetro ( $\emptyset$ ), maiores comprimentos de ligação aço-concreto são necessários para ancorar barras de grandes diâmetros que podem suportar cargas maiores. No entanto, estudos realizados por Soroushian e Choi (1989), Ducatti (1993), De Larrard *et al.* (1993) e por Ichinose *et al.* (2004) entre outros, indicam que se pode obter uma maior tensão de aderência última quando o diâmetro das barras se reduz. Conforme Ducatti (1993), essa tendência pode ser justificada pela espessura e características da zona de transição formada na interface aço-concreto, pois as barras de maior diâmetro retêm maior quantidade de água na sua superfície inferior, prejudicando a aderência, a presença de nervuras maiores típicas de barras de maior diâmetro, também atua de forma negativa no modo de ruptura, pois resultam no desenvolvimento de maiores solicitações de tração no concreto circundante.

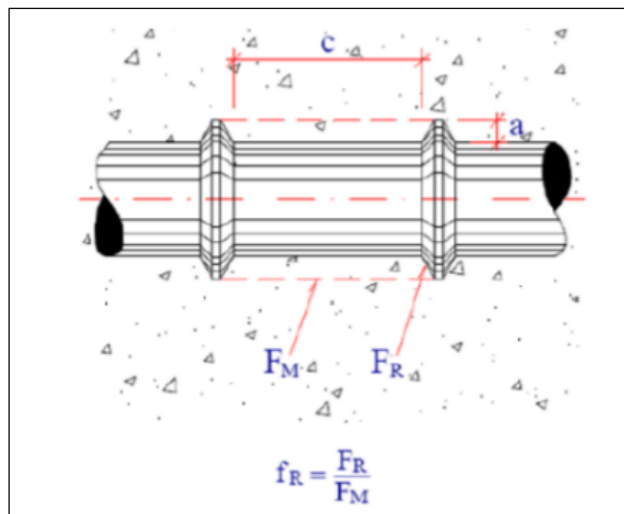
#### 2.2.6.9 Configuração superficial das barras

A presença de nervuras longitudinais e transversais nas barras de aço de determinadas categorias aumenta, e muito a parcela da aderência mecânica. A forma geométrica, a altura, o espaçamento e a inclinação dessas nervuras determinam a eficácia com que as tensões são transferidas da barra para o concreto (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).

Rehm (1969) estabeleceu um parâmetro denominado superfície relativa ( $f_r$ ), que fornece uma medida de comparação utilizável para barras de perfis diferentes. Esta superfície nervurada relativa é a relação entre a superfície das nervuras ( $F_R$ ), que é igual à área de contato dos consoles de concreto sobre as nervuras, e a superfície lateral ( $F_M$ ) do cilindro de concreto a ser cortado, conforme mostrado na Figura 18.



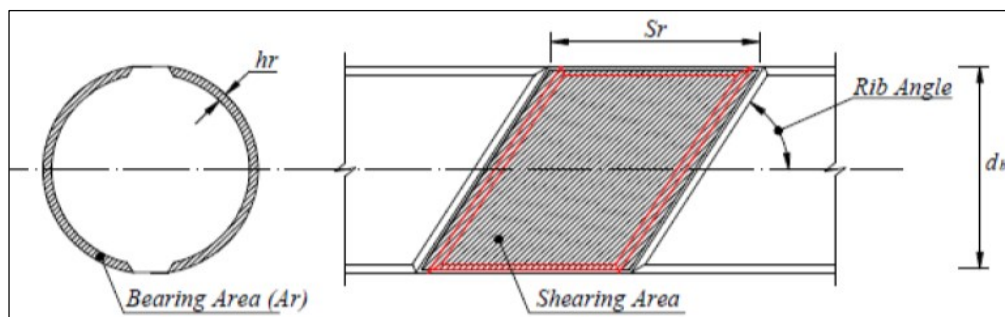
**Figura 18** - Superfície relativa da nervura conforme Rehm (1969)



Fonte: Leonhardt e Mönning (1977)

O ACI 408R (2003) também fornece uma relação para o cálculo da área relativa da nervura, porém, de uma forma um pouco distinta da formulação proposta por Rehm (1969). A norma americana considera uma área de corte (*Shearing area*) e uma área de contato dos consoles de concreto apoiada sobre as nervuras da barras (*Bearing area*) que estão especificadas no desenho esquemático da Figura 19. Nesta relação proposta pelo Instituto Americano existe uma aproximação da relação de áreas para uma simples relação de altura por espaçamento entre nervuras.

**Figura 19**- Área relativa da nervura conforme ACI 408R (2003)



Fonte: ACI 408R (2003)

Sendo essas áreas calculadas conforme as expressões:

$$Bearing\ area = h_r \pi \phi \quad (8)$$

$$Shearing\ area = S_r \pi \phi \quad (9)$$

Define-se a área relativa da nervura como sendo  $f_r$ :

$$f_r = \frac{Bearing\ area}{Shearing\ area} \approx \frac{h_r}{S_r} \quad (10)$$

O próprio ACI 408R (2003) aplica um fator de correção que multiplica a Equação 10, variando entre 0,8 e 0,9. A expressão final corrigida é dada pela equação 11.

$$f_r = \frac{Bearing\ area}{Shearing\ area} = (0,8\ a\ 0,9) \frac{h_r}{S_r} \quad (11)$$

#### 2.2.6.10 Resistência à compressão do concreto

A resistência à compressão do concreto é um fator preponderante nos casos em que a ruptura da aderência se dá por arrancamento da barra, pois esta situação é típica de concretos de menor resistência, envolve o corte do concreto circundante e o esmagamento do concreto situado à frente da nervura. Nos casos de ruptura por fendilhamento, que é mais comum em concretos de maior resistência com ausência de alguma forma de confinamento, quem governa a capacidade de aderência é a resistência a tração do concreto, pois esse tipo de falha, é causado pelo aparecimento de fissuras longitudinais, que ocorrem quando as tensões radiais internas alcançam ou ultrapassam a resistência à tração do concreto (RIBEIRO, 1985).

Orangun *et al.* (1977), Ezeldin e Balaguru (1989) ao estudarem concretos de baixa resistência evidenciaram a importante influência das propriedades do concreto no comportamento da aderência ao adotarem como fator de proporcionalidade na avaliação da tensão de aderência, a raiz quadrada da resistência à compressão. Conforme o ACI 408R (2003) o uso da relação entre tensão de aderência utilizando-se a raiz quadrada da resistência à compressão mostrou-se adequada para concretos abaixo de 55 MPa, e que essa representação não é universalmente aceita.

Darwin *et al.* (1996), Zuo e Darwin (2000) e Harajli e Mabsout (2002) combinaram seus próprios resultados com um amplo banco de dados internacional e concluíram que uma melhor aproximação para a relação aderência *versus* resistência era obtida utilizando a raiz quarta da resistência à compressão, principalmente para concretos de alta resistência.

De acordo com o ACI 408R (2003) as relações entre aderência e resistência à compressão podem estar diretamente associadas a energia de fratura do concreto. Agregados de maior resistência produzem concreto com maior energia de fratura e maior resistência de aderência, no entanto, tanto para agregados de alta quanto de baixa resistência, a energia de fratura aumenta muito pouco, e na verdade, pode diminuir à medida que a resistência à compressão aumenta.

No geral, à medida que a resistência à compressão do concreto aumenta, a resistência de aderência aumenta a uma taxa progressivamente mais lenta, enquanto o modo de falha se torna mais frágil. Um valor mais alto de energia de fratura, como a que pode ser proporcionada pela adição de fibras de alta resistência ao concreto deve aumentar a resistência da aderência (BARHAN e DARWIN, 1999; DARWIN *et al.*, 2001).

Kozul e Darwin (1997) mostraram que o concreto contendo agregado graúdo proveniente da britagem de rocha basáltica apresentavam resistências à flexão apenas ligeiramente mais altas, mas tinham energias de fratura significativamente mais altas (mais de duas vezes maiores) do que o concreto de resistência à compressão semelhante com agregado graúdo de origem calcária (para resistências à compressão variando entre 20 MPa e 96 MPa). A maior energia de fratura proporcionada pelo basalto resultou em maior resistência à propagação de fissuras, o que retarda a falha por cisalhamento e aumenta a resistência de aderência.

Vieira (1994) mostrou que de maneira geral, o efeito de adições minerais está relacionado com seu impacto na resistência do concreto. No entanto, em estudos específicos sobre a aderência entre barras de aço e concretos de elevada resistência com a adição de sílica ativa (10% em relação a massa de cimento) obteve resultados bastante promissores, com melhoria de até 20% da tensão de aderência.

#### 2.2.6.11 Adensamento do concreto

O adensamento é um fator importante, uma vez que nas regiões de ancoragem, existem normalmente uma maior concentração de armaduras, por serem zonas de apoio dos elementos estruturais, o que normalmente dificulta a concretagem. Deve-se procurar garantir espaçamento adequado entre as armaduras, utilizar concretos mais fluidos (maior abatimento no *Slump Test*) ou até mesmo autoadensáveis que levem a um adequado envolvimento da barra de aço pelo concreto.

Conforme Chan *et al.* (2003), que estudaram a influência do adensamento nos diferentes tipos de concreto, o adensamento é um fator fundamental para o desenvolvimento da aderência nos concretos convencionais. A falta ou a realização de um processo de adensamento inadequado reduz significativamente a resistência de aderência. Nos concretos de elevado desempenho a vibração é tão crucial que uma vibração imprópria ou uma revibração pode reduzir consideravelmente a resistência de aderência. E por fim, esses pesquisadores concluíram que os concretos autoadensáveis são capazes de desenvolver tensões últimas de aderência superiores aos concretos convencionais submetidos ao adensamento.

Alcântara *et al.* (2004) após analisarem o comportamento de aderência de concretos autoadensáveis em comparação aos concretos convencionais, concluíram que o efeito do sentido de lançamento do concreto é similar nos dois casos.

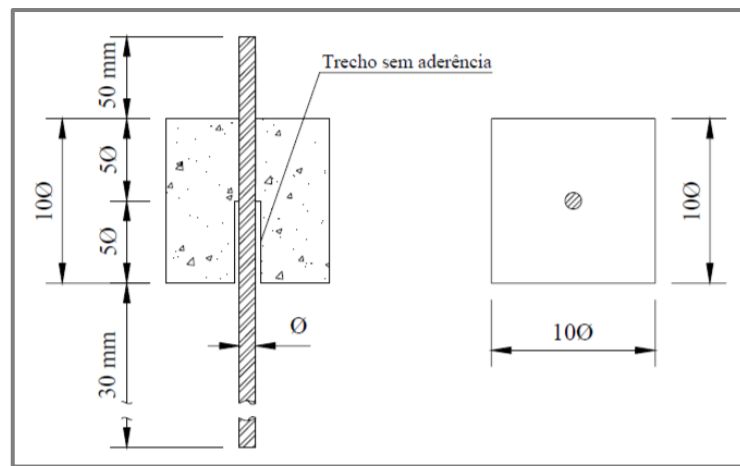
### 2.3 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

#### 2.3.1 Ensaio de arrancamento RILEM-CEB-FIP (1973)

Conforme Wight (2009) a maneira mais fácil de testar a resistência de aderência de barras de aço inseridas no concreto em laboratório é por meio do ensaio de arrancamento (*pull-out test*). Normalmente, esses ensaios são caracterizados por apresentarem uma grande dispersão nos seus resultados, inerente ao controle, processo ou tipo de ensaio empregado (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977; ZULINI, 2019).

O ensaio de arrancamento RILEM-CEB-FIP (1973) é composto por um prisma de concreto e uma barra de diâmetro  $\emptyset$ , inserida em seu centro, com apenas metade de seu comprimento aderido ao concreto para evitar a perturbação que ocorre próxima à placa de apoio (compressão por efeito arco, devido ao coeficiente de Poisson). Para isso, deve ser utilizada uma mangueira de plástico lisa na região não aderente, que seja o mais rígida possível, e uma cera na sua ponta para conectar à barra. Neste ensaio, as duas extremidades da barra são projetadas para fora do prisma de concreto, sendo um trecho menor que o outro. As dimensões dos corpos de prova estão apresentadas na Figura 20.

**Figura 20-** Corpo de prova para ensaio de arrancamento RILEM-CEB-FIP (1973)



Fonte: RILEM-CEB-FIP (1973)

A barra é tracionada na extremidade livre maior e os deslocamentos relativos entre a barra e o prisma são medidos no outro extremo. A tensão de aderência é obtida com base em um concreto de resistência de 30 MPa conforme a expressão:

$$\tau_p = 0,0637 \frac{P300}{f_{cm}\emptyset^2} \quad (12)$$

Sendo:

$\tau_p$  - tensão de aderência convertida para uma resistência à compressão do concreto de 30 MPa;

P - força de tração aplicada à barra;

$\emptyset$  - diâmetro da barra;

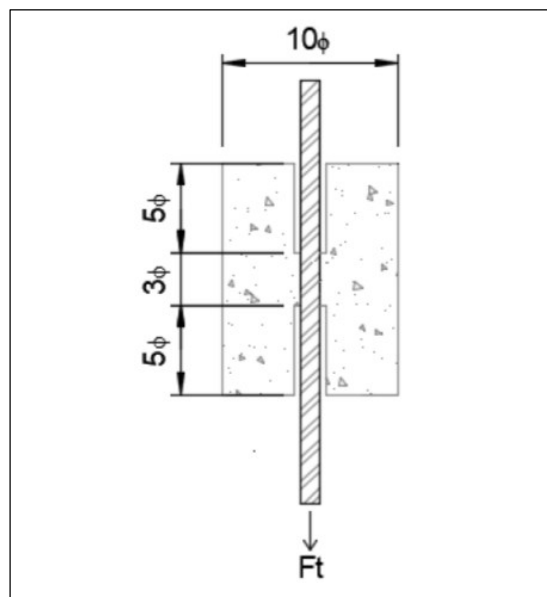
$f_{cm}$  - resistência à compressão média para os corpos-de-prova de 15/30 cm.

Simplício (2008) verificou que o comprimento de aderência de  $5\phi$  poderia não ser adequado para concretos de alta resistência, pois pode resultar no escoamento da barra, impedindo a ruptura da aderência por fendilhamento ou arrancamento.

### 2.3.2 Ensaio de arrancamento de Rehm e Eligehausen (1979)

Rehm e Eligehausen (1979) desenvolveram o modelo de ensaio de arrancamento, mostrado na Figura 21, que intercala trechos sem aderência de comprimento  $5\phi$  com um trecho central que permite a aderência entre o prisma de concreto e a barra. Essa configuração foi proposta a fim de reduzir a influência de uma possível restrição das deformações laterais do concreto por atrito com a placa que aplica o carregamento. Os autores efetuaram 308 ensaios sob carregamento cíclico com variações no carregamento máximo e amplitude do carregamento, diâmetro da barra (8, 14 e 28 mm), resistência do concreto (23,5 e 48 MPa) e comprimento de aderência ( $3\phi$  a  $18\phi$ ).

**Figura 21-** Representação esquemática do modelo de Rehm e Eligehausen

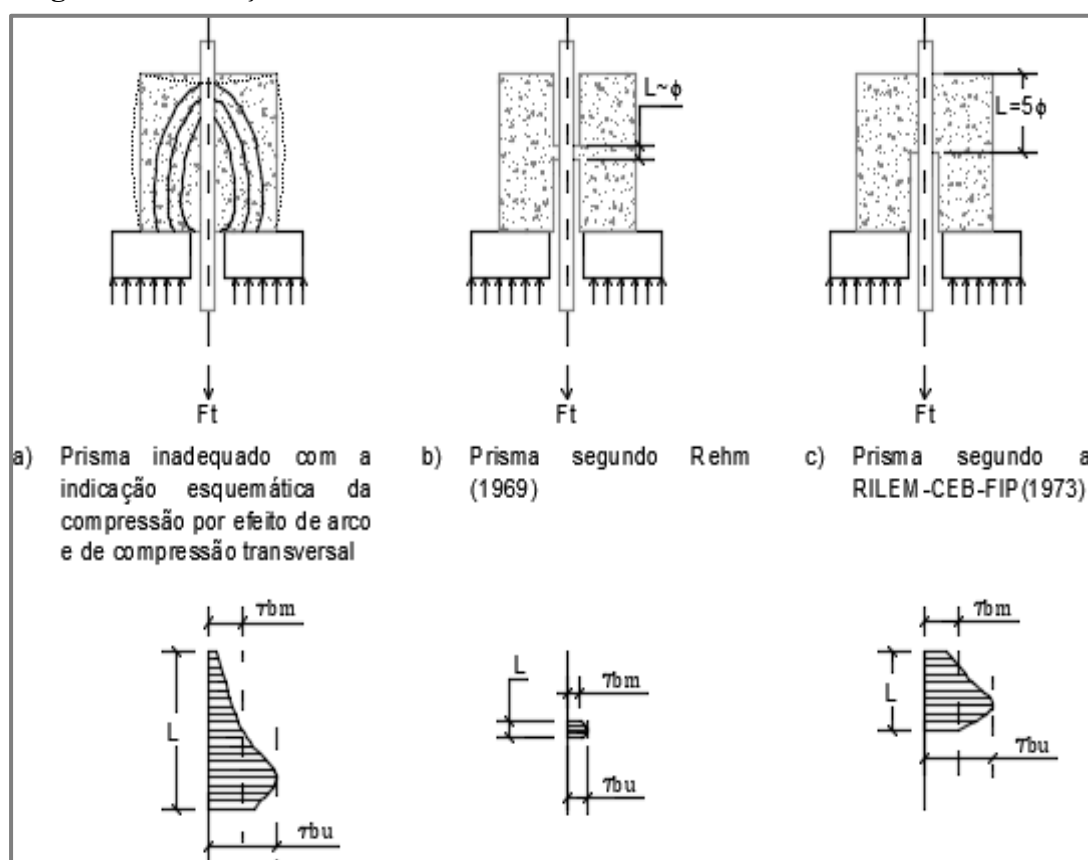


Fonte: Rehm e Eligehausen (1979)

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), quando a barra é totalmente aderida ao concreto, a placa de apoio na base impede a deformação transversal do corpo-de-prova e cria uma zona de compressão pelo efeito de arco, provocando uma compressão transversal sobre a barra e,

consequentemente, criando uma aderência por atrito adicional. Quando se elimina alguns trechos de aderência, essas influências são diminuídas. Como é difícil medir diretamente a variação da tensão ao longo do comprimento de aderência, normalmente os cálculos dessa tensão nos ensaios são feitos por meio de valores médios. Verifica-se pela que, utilizando-se valores médios para a tensão de aderência, o modelo proposto por Rehm se aproxima mais do valor limite que o proposto pela RILEM-CEB-FIP (1973). Na figura 22 é apresentada a variação das tensões de aderência ao longo do comprimento para cada modelo.

**Figura 22-** Variação de tensões nos modelos de Rehm e RILEM



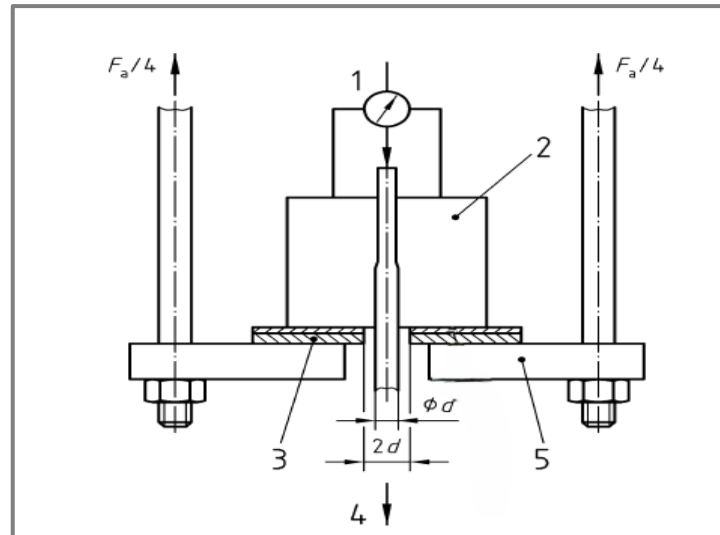
Fonte: Leonhardt e Mönnig (1977)

### 2.3.3 Ensaio de arrancamento British Standard- European Standard BS-EN 10080 (2005)

Este modelo do ensaio de arrancamento direto ou simples (*pull-out test*) para avaliar as tensões de aderência utilizando barras nervuradas retas é o descrito no anexo D da norma *British Standard – European Standard (BS-EN 10080: May 2005)*. Este método é baseado no RILEM 1983 (*RC-6 Bond Test for Reinforcement Steel*) aplicado para ensaios em barras de aço com diâmetros iguais ou menores que 32 mm. Os corpos de prova são prismáticos que apoiam sobre

uma placa de aço com furo, por onde passa a barra que será arrancada. Esta placa é fixa através de quatro tirantes rosqueados na parte superior da máquina universal e parafusada na base da placa. A barra de aço aderida ao concreto é fixada a uma garra da máquina de ensaio na parte inferior do aparato. Na Figura 23 são mostrados os detalhes.

**Figura 23-** Método de arrancamento modelo BS-EN 10080



Fonte: BS-EN 10080 (2005)

Sendo a legenda:

- 1- Aparelho de medida LVTD;
- 2- Corpo de prova;
- 3- Suporte de borracha (5 mm);
- 4- Força de tração;
- 5- Placa metálica.

As dimensões longitudinais e laterais dos moldes das fôrmas estão apresentadas na Figura 24. Importante observar que neste modelo detalhado na BS-EN 10080 (2005) existe a previsão de dimensões mínimas dependendo do diâmetro das barras ensaiadas, podendo ser 10 vezes o valor do diâmetro ( $10\phi$ ) ou no mínimo 200 mm. Já para o modelo de arrancamento da RILEM (FIP-CEB, 1973), a medida é sempre  $10\phi$ , independente do diâmetro.



The technical drawing illustrates a square column base plate. The cross-section on the left shows a square column with a side length of  $10d$  (where  $d$  is the diameter of the column reinforcement bars). The base plate has a thickness of  $200\text{ min.}$  and is secured with four bolts (labeled 2, 3, 4, and 5). The distance between the centerlines of the bolts is  $10d$  (where  $d$  is the diameter of the column reinforcement bars). The top view on the right shows the square base plate with a central circular hole for the column and four bolt holes arranged in a square pattern.

- 1- Direção da concretagem;
- 2- Fôrma;
- 3- Elemento de fixação;
- 4- Parafuso ou prego de fixação.

[illegible]

53

Sendo a legenda:

- 1- Parte da barra fora do concreto onde se medem os deslocamentos;
- 2- Comprimento de ancoragem;
- 3- Comprimento sem ancoragem (5d ou 200mm-5d) de acordo com o diâmetro;
- 4- Parte da barra onde é aplicada a força de tração;
- 5- Barra de aço;
- 6- Concreto;
- 7- Fixador;
- 8- Tubo plástico para envolver a parte inicial da barra;
- 9- Garra da máquina de ensaio.

## 2.4 MODELOS TEÓRICOS PARA PREVISÃO DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA *VERSUS* DESLIZAMENTO

### 2.4.1 Modelo FIB (CEB-FIB, 2010)

Modelo teórico para determinação do comportamento tensão de aderência *versus* deslizamento sob carregamento monotônico. As tensões de aderência entre o aço e o concreto para ruptura por arrancamento ou fendilhamento podem ser definidas em função do deslizamento relativo "S" de acordo com as expressões abaixo, representadas conforme é mostrado na Figura 26.

$$\tau = \tau_{max} \left( \frac{S}{S_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq S \leq S_1 \quad (13)$$

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } S_1 \leq S \leq S_2 \quad (14)$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left( \frac{S - S_2}{S_3 - S_2} \right) \quad \text{para } S_2 \leq S \leq S_3 \quad (15)$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{Para } S_3 < S \quad (16)$$

Sendo:

$\tau$  - tensão de aderência para um dado deslizamento  $S$ ;

$\tau_{max}$  - máxima tensão de aderência;

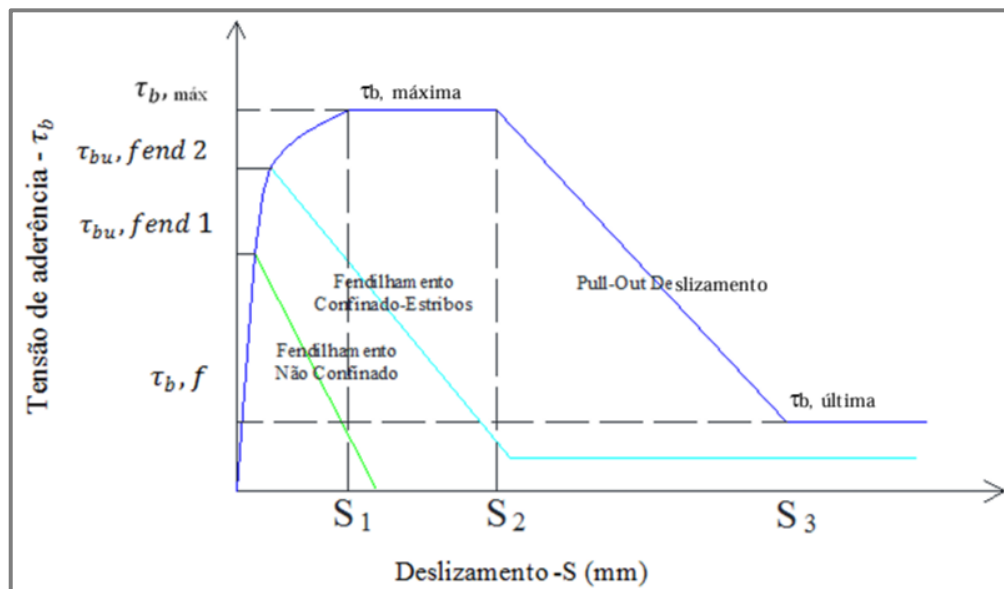
$\tau_f$  - tensão final de aderência;

$S_1$  - deslizamento referente à máxima tensão de aderência;

$S_2$  - deslizamento referente ao ponto de início do trecho descendente da tensão de aderência;

$S_3$  - deslizamento referente à tensão final de aderência.

**Figura 26-** Curva tensão de aderência *versus* deslizamento (FIB 2010)



Fonte: FIB (2010)

Os parâmetros utilizados nas expressões para o cálculo da tensão de aderência variam de acordo com o tipo de ruptura, com as condições de aderência, com a condição de confinamento do concreto e com o tipo de barra, como verificado na Tabela 2.

**Tabela 2-** Parâmetros para cálculo da curva de tensão de aderência *versus* deslizamento pelo modelo CEB-FIB (2010) para barras nervuradas

Valor	Ruptura por arrancamento		Ruptura por fendilhamento			
	Condições de aderência		Condições de aderência			
	Boas	Todos os outros casos	Boas		Todos os outros casos	
			Concreto não confinado	Concreto confinado	Concreto não confinado	Concreto confinado
$S_1$	1,0 mm	1,8 mm	$S(\tau_{m\acute{a}x})$	$S(\tau_{m\acute{a}x})$	$S(\tau_{m\acute{a}x})$	$S(\tau_{m\acute{a}x})$
$S_2$	2,0 mm	3,6 mm	$S_1$	$S_1$	$S_1$	$S_1$
$S_3$	$S_r^1$	$S_r^1$	$1,2S_r^1$	$S_r^1$	$1,2S_r^1$	$0,5S_r^1$
$\alpha$	0,4		0,4			
$\tau_{m\acute{a}x}$	$2,5\sqrt{f_{ck}}$	$1,25\sqrt{f_{ck}}$	$7,0\left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$	$8,0\left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$	$5,0\left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$	$5,5\left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$
$\tau_f$	$0,40\tau_{m\acute{a}x}$	$0,40\tau_{m\acute{a}x}$	0	$0,40\tau_{m\acute{a}x}$	0	$0,40\tau_{m\acute{a}x}$

$S_r^1$  é o espaçamento entre nervuras

**Fonte:** Adaptada de FIB (2010)

Os valores da segunda e terceira colunas (ruptura por arrancamento) são válidos para concreto confinado. Dessa forma, considera-se esta situação quando:

- $c \geq 5\phi$ ;
- Espaçamento entre barras  $\geq 10\phi$ .

Os valores da quarta a sétima colunas (ruptura por fendilhamento) são válidos para  $\phi \leq 20mm$ , relação cobrimento máximo da seção transversal pelo cobrimento mínimo  $c_{m\acute{a}x}/c_{m\acute{i}n} = 2$ ,  $c_{m\acute{i}n} = \phi$  e um mínimo de densidade de armadura transversal igual a:

$$k_{tr} = 2\%$$

Onde

$$k_{tr} = \frac{\eta_1 A_{sv}}{\eta_b \phi S_v} \quad (17)$$

Sendo:

$n_1$  - número de ramos de armadura de confinamento em uma seção;

$A_{sv}$  - seção transversal de um ramo de armadura de confinamento [ $mm^2$ ];

$s_v$  - espaçamento longitudinal da armadura de confinamento [mm]

$n_b$  - número de barras ancoradas;

$\emptyset$  - diâmetro da barra ancorada [mm].

$$\tau_{bu,split} = \eta_2 6.5 \left( \frac{f_c}{25} \right)^{0,25} \left( \frac{25}{\emptyset} \right)^{0,2} \left[ \left( \frac{c_{min}}{\emptyset} \right)^{0,33} \left( \frac{c_{max}}{c_{min}} \right)^{0,1} + k_m k_{tr} \right] \quad (18)$$

Sendo:

$\eta_2$  - 1,0 para situações de boa aderência;

$\eta_2$  - 0,7 para todas as outras condições de aderência;

$\emptyset$  - diâmetro da barra [mm];

$f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão [MPa];

$c_{min}$  -  $\min(c_x, c_y, c_s)$ ;

$c_{max}$  -  $\max(c_x, c_s)$ .

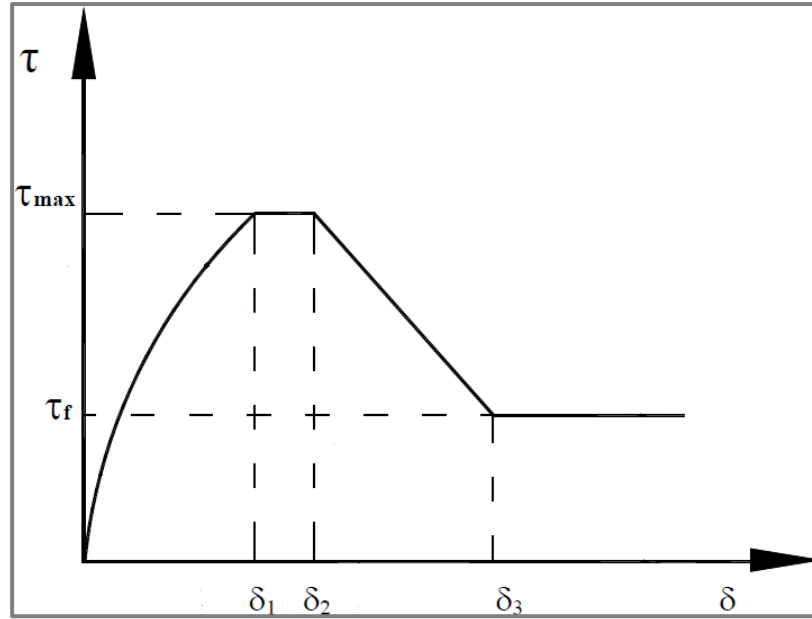
#### 2.4.2 Modelo de Harajli et al. (1995)

Da mesma maneira que o modelo elaborado pelo CEB-FIB (2010), esse modelo também é baseado nos trabalhos de Eligehausen et al. (1993). Foi formulado para concretos com resistência entre 36 MPa e 81 MPa com adição de fibras. Para se determinar o deslizamento no qual a tensão de aderência é máxima, é usado a expressão na equação 19.

$$\delta_{max(mm)} = 0,189 S_r \quad (19)$$

A curva do modelo da Harajli et al. (1995) que descreve a relação entre a tensão de aderência *versus* deslizamento da barra é dividida em quatro estágios, conforme Figura 27.

**Figura 27-** Curva tensão de aderência *versus* deslizamento



Fonte: Harajli *et al.* (1995)

$$\tau = \tau_{max} \left( \frac{\delta}{\delta_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (20)$$

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (21)$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left( \frac{\delta - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2} \right) \quad \text{para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \quad (22)$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } \delta_3 < \delta \quad (23)$$

Conforme Harajli *et al.* (1995), os resultados experimentais mostraram que os valores para os parâmetros ideais para as curvas das expressões acima, quando se utiliza barras com diâmetros de 8,0 mm até 25 mm, são indicados por:

$$\alpha = 0,30 \quad (24)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 2,57\sqrt{f_c} \quad (25)$$

$$\tau_f = 0,90\sqrt{f_c} \quad (26)$$

$$\delta_1 = 0,75\delta_{m\acute{a}x} = 0,15S_r \quad (27)$$

$$\delta_2 = 1,75\delta_{m\acute{a}x} = 0,35S_r \quad (28)$$

$$\delta_3 = S_r \quad (29)$$

Sendo:

$f_c$  - resist\ecencia \`a compress\~ao do concreto [MPa];

$S_r$  - espa\cço entre as nervuras [mm].

Segundo Harajli *et al.* (1995), n\~ao h\`a nenhum par\~ametro referente ao teor de fibras porque a considera\cção dessas \`e feita por meio da resist\ecencia \`a compress\~ao do concreto.

#### 2.4.3 Modelo de Barbosa (2001)

Atrav\ecis de uma an\`alise estat\istica dos resultados obtidos por meio de 140 ensaios de arrancamento do tipo *pull-out*, utilizando concretos convencionais ( $f_c \leq 50 \text{ MPa}$ ), concretos de alta resist\ecencia ( $f_c > 50 \text{ MPa}$ ) e diversos di\~ametros de barra de a\cço, Barbosa (2001) prop\~os as seguintes express\~oes para a curva tens\~ao de ader\ecncia *versus* deslizamento para o seu modelo:

Para concretos convencionais ( $f_c \leq 50 \text{ MPa}$ ):

$$\tau = 19,36\delta^{0,51} \quad (30)$$

Sendo:

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0,25\delta^{0,68} \quad (31)$$

Para concretos de alta resist\ecencia ( $f_c > 50 \text{ MPa}$ ):

$$\tau = 32,58\delta^{0,48} \quad (32)$$

Sendo:

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0,52\phi^{0,42} \quad (33)$$

Propôs-se também expressões para o cálculo da tensão máxima de aderência em função da resistência do concreto e do diâmetro da barra:

$$\tau_{m\acute{a}x} = e^{0,104\phi} + e^{0,027f_c} + 0,93 \quad \text{concretos convencionais } (f_c \leq 50 \text{ MPa}) \quad (34)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = e^{0,08\phi} + e^{0,003f_c} + 6,68 \quad \text{concretos de alta resistência } (f_c > 50 \text{ MPa}) \quad (35)$$

Sendo:

$\tau$  - tensão de aderência [MPa];

$\tau_{max}$  - tensão máxima de aderência [MPa];

$\delta$  - deslizamento [mm];

$\phi$  - diâmetro da barra [mm];

$f_c$  - resistência à compressão do concreto [MPa].

#### 2.4.4 Modelo de Almeida Filho (2006)

O modelo de Almeida Filho (2006) foi construído a partir de uma análise estatística dos resultados de duas séries de ensaios utilizando concretos com classes de resistência de 30 e 60 MPa concretos convencionais e autoadensáveis). O autor propôs as seguintes expressões para a determinação das tensões de aderência (apenas para o comportamento pré-pico) em função do deslizamento:

a) Concreto de alto desempenho

$$\tau(\delta) = 15,73 - 15,79 \times e^{\frac{-\delta}{0,602}} \quad \text{para } \phi = 10 \text{ mm} \quad (36)$$

$$\tau(\delta) = 21,31 - 24,23 \times e^{\frac{-\delta}{0,956}} \quad \text{para } \phi = 16 \text{ mm} \quad (37)$$



b) Concreto convencional

$$\tau(\delta) = 11,522 - 10,138 \times e^{\frac{-\delta}{0,2552}} \quad \text{para } \emptyset = 10 \text{ mm} \quad (38)$$

$$\tau(\delta) = 10,583 - 9,165 \times e^{\frac{-\delta}{0,3597}} \quad \text{para } \emptyset = 16 \text{ mm} \quad (39)$$

## 2.5 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA E COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

### 2.5.1 *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*

A equação geral para cálculo do comprimento de ancoragem, conforme o ACI 318-19 é dada pela expressão:

$$L_d = \left( \frac{3f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{40\lambda\sqrt{f'_c} \left( \frac{cb + ktr}{db} \right)} \right) db \quad (40)$$

$$L_d = \left( \frac{3f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{50\lambda\sqrt{f'_c}} \right) db \quad (41)$$

Sendo:

$L_d$  - comprimento de ancoragem para barras tracionadas, em polegadas;

$f_y$  - resistência ao escoamento do aço de armadura passiva, em psi;

$f'_c$  - resistência à compressão do concreto, em psi;

$cb$  - menor entre o centro de uma barra até a face externa do elemento, ou metade da distância entre centros da armadura, em polegadas;

$db$  - diâmetro da barra de armadura, em polegadas;

$\Psi_t$  - fator de correção que leva em conta o posicionamento da barra no elemento (análogo ao  $\eta_2$  da NBR 6118 (ABNT, 2023-a)), adimensional;

$\Psi_e$  - fator de correção que leva em conta o material da superfície da armadura, adimensional;

$\Psi_s$  - fator que considera o diâmetro das barras utilizadas, adimensional;

$\Psi_g$  - fator que considera em conta a categoria da barra de aço, adimensional;

$\lambda$  - fator que considera em conta o concreto utilizado ser leve ou de densidade normal, adimensional;

$k_{tr}$  - índice que considera a armadura transversal, calculado pela Equação (36), apresentada no ACI 318-19.

$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{S_n} \quad (42)$$

Sendo:

$k_{tr}$  - um índice de armadura transversal, em polegadas;

$A_{tr}$  - área total de armadura transversal, com espaçamento “s”, que corta o potencial plano de ruptura por força cortante, em polegadas-quadradas;

$S$  - espaçamento entre os estribos de armadura transversal;

$n$  - número de estribos.

A equação (40) é a equação geral para cálculo do comprimento de ancoragem, no entanto em função do cobrimento e da distância entre barras, existem outras expressões para cálculo, como a equação (41) que pode ser utilizada para barras com diâmetros menores que 22 mm (padrão de barra americano #7) para casos que não levam em consideração certos parâmetros. Essas duas equações foram atualizadas no ACI 318-19 para que fosse considerado além do diâmetro das barras, a tensão de escoamento em aços de alta resistência: Grau 80 (552 MPa) e Grau 100 (690 MP) com os tipos de uso e aplicações específicas contidos nesta norma (*CRSI-TECHNICAL NOTE ENGINEERING ETN-D-6-20, 2020*).

O fator  $\Psi_g$  apresentado pelo ACI 318-19 recomenda que para aços de maiores resistências ao escoamento, há a necessidade de se aplicar um coeficiente de ajuste que aumente o comprimento de ancoragem. Na Tabela 3 são apresentados os fatores de modificação para o cálculo do comprimento de ancoragem ( $L_b$ ).

**Tabela 3-** Fatores modificadores para cálculo do comprimento de ancoragem ACI 318-19

Fator de modificação	Condição	Valor do fator
Densidade $\lambda$	Concreto leve	0,75
	Concreto de peso normal	1,0
Categoria do aço de armadura $\psi_g$	Grade 40 ou Grade 60 (275 ou 415 MPa)	1,0
	Grade 80 (550 MPa)	1,2
	Grade 100 (690 MPa)	1,3
Epóxi* $\psi_e$	Armaduras revestidas com epóxi, zinco ou revestimento duplo em epóxi com cobrimento menor que $3\phi$ ou espaçamento menor que $6\phi$	1,5
	Armaduras revestidas com epóxi, zinco ou revestimento duplo em epóxi em quaisquer outras condições	1,2
	Armaduras sem revestimento ou armaduras galvanizadas	1,0
Diâmetro $\psi_s$	Maior ou igual a 25 mm	1,0
	Menor ou igual a 20 mm	0,8
Posição no elemento armado * $\psi_t$	Mais que 30 cm de concreto fresco abaixo da armadura horizontal	1,3
	Outros	1,0

\* O produto  $\psi_t \times \psi_e$  não precisa exceder 1,7

**Fonte:** Adaptado de ACI 318-19 (2019)

Orangun (1977) reconheceu pela primeira vez que a utilização de aços de maiores resistências de escoamento requer maiores comprimentos de ancoragem, propondo coeficientes que majoravam os comprimentos calculados em relação ao Grau 60. Desde então estudos mais aprofundados motivaram o ACI de forma a apresentar os presentes coeficientes  $\Psi_g$ .

### 2.5.2 Projeto de Estruturas de Concreto NBR 6118 (ABNT, 2023-a)

A resistência da tensão de aderência para armaduras passivas (não protendidas) tem cálculo indicado na fórmula definida pela NBR 6118 (ABNT, 2023-a).

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (43)$$

Sendo:

$f_{bd}$  - resistência de aderência;

$\eta_1$  - vale 1,0 (para CA-25 e CA-60) e 2,25 (para CA-50). Não é atribuído valor para esse coeficiente aos aços da categoria CA-70 nesta norma;

$\eta_2$  - vale 1,0 para situação de boa aderência e 0,7 para má aderência;

$\eta_3$  - vale 1,0 para barras até 32 mm de diâmetro, para diâmetros maiores é calculado pela expressão  $(132-\phi)/100$ , sendo  $\phi$  o diâmetro da barra em milímetros (mm);

$f_{ctd}$  - resistência à tração de cálculo do concreto, obtida a partir  $f_{ctk,inf}$  dividido pelo coeficiente de ponderação de resistência  $\gamma_c$ .

A posição da barra durante a concretagem para consideração de boa ou má aderência conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023-a). Consideram-se em boa situação quanto à aderência os trechos das barras que estejam em uma das posições seguintes:

a) com inclinação maior que 45° sobre a horizontal;

b) horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:

— para elementos estruturais com  $h < 60$  cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;

— para elementos estruturais com  $h \geq 60$  cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

Os trechos das barras em outras posições, e quando do uso de fôrmas deslizantes, devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

O comprimento de ancoragem básico que consiste no comprimento reto mínimo em que a barra de aço precisa estar aderida ao concreto à sua volta para que ela mobilize tensão igual à resistência de escoamento antes que ela apresente deslizamento, é calculado conforme NBR 6118 (ABNT, 2023-a).

$$L_b = \frac{\phi f_y d}{4 f_{bd}} \geq 25\phi \quad (44)$$

Sendo:

$L_b$  - comprimento de ancoragem básico;

$\phi$  - diâmetro da barra de armadura passiva;

$f_{yd}$  - resistência ao escoamento de cálculo do aço;

$f_{bd}$  - resistência de aderência entre o concreto e o aço, considerado uniforme ao longo do comprimento da barra.

O comprimento ancoragem necessário considera a razão entre a área de aço calculada e a área efetiva utilizada no projeto, calculado de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023-a).

$$L_{b,nec} = \alpha L_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq L_{b,min} \quad (45)$$

Sendo:

$L_{b,nec}$  - fator que considera razão entre a área de aço calculada e a área efetivamente detalhada;

$\alpha$  - vale 1,0 para barras sem gancho;

$\alpha$  - vale 0,7 para barras tracionadas com cobrimento no plano normal ao do gancho igual ou maior que  $3\phi$ ;

$\alpha$  - vale 0,5 quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho igual ou maior que  $3\phi$ ;

$A_{s,calc}$  - área de aço calculada;

$A_{s,ef}$  - área de aço efetivamente detalhada, maior que a calculada;

$L_b$  - calculado conforme Equação 10;

$L_{b,min}$  - maior valor entre  $0,3L_b$ ,  $10\phi$  e 100 mm.

O ACI318-19 trouxe modificações significativas em relação a edição anterior publicada em 2014. No que diz respeito ao comprimento de ancoragem e emendas de barras para considerar os aços de alta resistência. Esta norma não faz diferenciação entre comprimento de ancoragem básico e comprimento necessário. No entanto, o número de fatores que impactam no comprimento de ancoragem é maior.

O cálculo para tensões de aderência previsto na Equação (37) da NBR 6118 (ABNT, 2023-a), possui apenas três fatores de ajuste e não existe especificação para consideração do aço CA-70, como no caso do coeficiente  $\Psi_g$  da norma americana.

Ainda, a NBR 6118 (ABNT, 2023-a) não considera nenhum parâmetro de ajuste devido às condições de confinamento da barra de aço, resultando em diferenças significativas em relação aos demais modelos, principalmente nos casos de emprego de aços de maiores resistências (BERTAZZOLO *et al.*, 2025).

### 2.5.3 FIB Model Code (2010)

Neste código, a resistência básica de aderência é considerada como uma tensão média de aderência sobre a superfície nominal da barra ao longo do comprimento de ancoragem. A resistência básica de aderência é obtida através da Equação 40.

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 f_{c,t} \quad (46)$$

Sendo:

$\eta_1$  - coeficiente de conformação superficial da barra:

$\eta_1 = 1,8$  para barras nervuradas (incluindo as barras galvanizadas e de aço inoxidável);

$\eta_1 = 1,4$  para barras nervuradas revestidas com epóxi;

$\eta_1 = 0,9$  para barras lisas;

$\eta_1 = 1,1$  para barras recortadas;

$f_{c,t}$  - resistência característica do concreto à tração.

$\eta_2$  - coeficiente está relacionado à posição da armadura na concretagem:

$\eta_2 = 1,0$  para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$  para todos os outros casos onde as barras nervuradas são utilizadas;

$\eta_2 = 0,5$  onde as barras lisas são utilizadas.

$\eta_3$  - coeficiente relacionado ao diâmetro da armadura:

$\eta_3 = 1,0$  para  $\varnothing \leq 20 \text{ mm}$ ;

$\eta_3 = (20/\varnothing)^{0,3}$  para  $\varnothing > 20 \text{ mm}$ ;

$\varnothing$  - diâmetro da barra, em mm.

$\eta_4$  - coeficiente relacionado à tensão de escoamento da barra de aço ancorada:

$\eta_4 = 1,00$  para  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ;

$\eta_4 = 1,20$  para  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ;

$\eta_4 = 0,85$  para  $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$ ;

$\eta_4 = 0,75$  para  $f_{yk} = 700 \text{ MPa}$ .

$\gamma_{cb}$  - coeficiente de segurança parcial para a aderência, que vale 1,5.

Neste manual existem especificações que permitem reduzir o comprimento básico de ancoragem, que resultam de fatores como análise sobre o confinamento das barras através uso de armadura transversal, tipos de ligações com outros componentes e a utilização de ganchos ou laços na ancoragem, portanto, não aplicáveis ao estudo de arrancamento simples de barras retas.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo sobre o programa experimental são detalhados os materiais para produção dos concretos, os vergalhões de aço utilizados, as formas de madeira para montagem dos corpos de prova, os processos para determinação dos traços e os procedimentos para a realização dos ensaios de arrancamento.

#### 3.2 MATERIAIS

Os ensaios para caracterização dos agregados miúdo e graúdo, determinação das propriedades dos concretos (estado fresco e endurecido), os ensaios de tração para caracterização das barras de aço da categoria CA-70 e os ensaios de arrancamento das barras dos corpos de provas para verificação das tensões de aderência foram realizados no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (UFU). A análise granulométrica do cimento e da sílica ativa foram realizados pela técnica de difração de laser, pelo equipamento Mastersizer 2000 Malvern, no Laboratório de Química da Universidade Federal de Uberlândia.

##### 3.2.1 *Materiais para produção do concreto*

Para produção de concreto foram utilizados os seguintes materiais: cimento Portland CP-V ARI, sílica ativa, areias naturais (fina e média), “brita “zero” (pedrisco), aditivo superplastificante e água potável. Foram produzidos concretos autoadensáveis, sendo um deles com resistência à compressão menor que 50 MPa considerado normal, e os outros com resistência à compressão maior que 50 MPa.

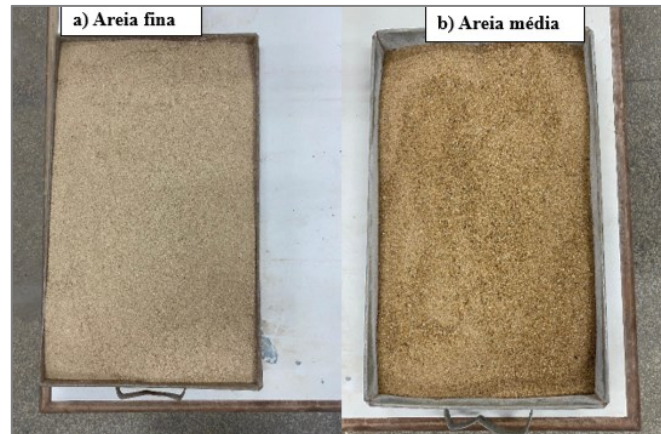
##### 3.2.1.1 *Agregado miúdo*

Os agregados miúdos utilizados são duas areias naturais, originárias da região de Uberlândia-MG. As amostras foram coletadas conforme NBR 16915 (ABNT, 2021-a) classificadas como



areia média e areia fina, Figura 28. Cada material foi caracterizado separadamente determinando-se seus valores de massa específica de acordo com a NBR 16916 (ABNT, 2021-b). As composições granulométricas foram determinadas segundo a NBR 17054 (ABNT, 2022).

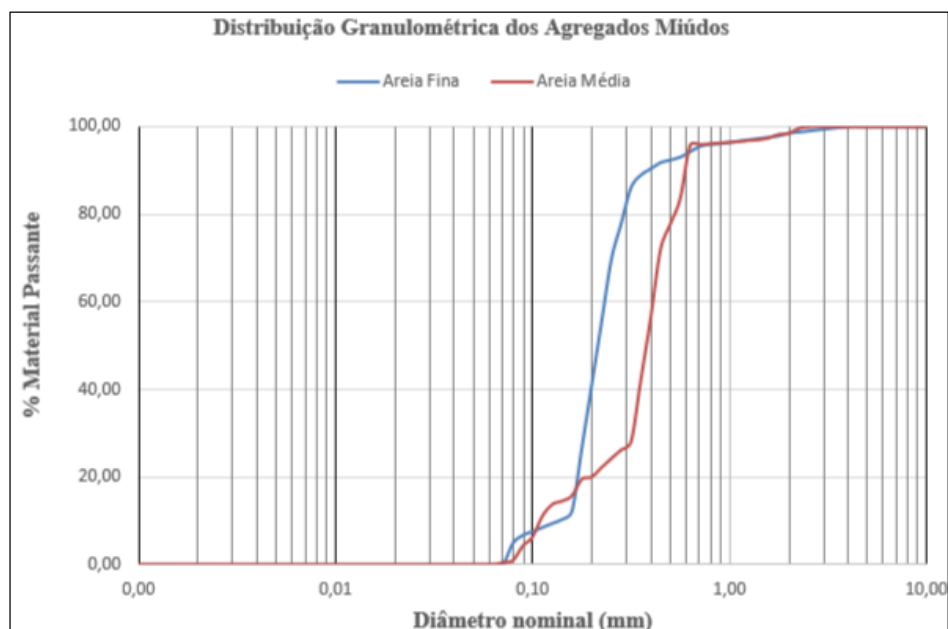
**Figura 28** - Areia fina e areia média



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 29 são mostradas as curvas de distribuição granulométrica dos agregados miúdos.

**Figura 29-** Curvas granulométricas dos agregados miúdos



Fonte: Autor (2025)

### 3.2.1.2 Agregado graúdo

O agregado graúdo usado é proveniente da Região de Uberlândia-MG, oriundo de rocha basáltica britada, classificado popularmente como “brita zero” ou pedrisco, Figura 30 . Este material possui dimensões características variando entre 4,50 mm e 9,75 mm. A massa específica foi determinada de acordo com a NBR 16917 (ABNT, 2021-c) e composição granulométrica conforme a NBR 17054 (ABNT, 2022).

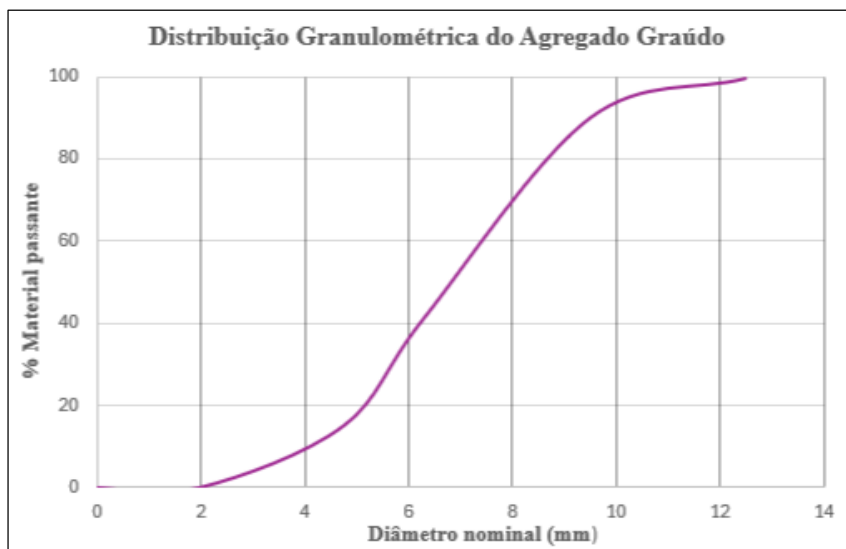
**Figura 30-** Agregado graúdo



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 31 é mostrada a curva de distribuição granulométrica do agregado graúdo.

**Figura 31-** Curva granulométrica do agregado graúdo

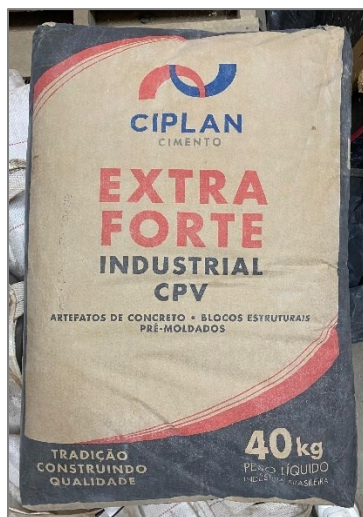


Fonte: Autor (2025)

### 3.2.1.3 Cimento Portland

Neste estudo foi utilizado o Cimento Portland CP-V Industrial da marca CIPLAN S/A (Figura 32), comercialmente disponível, cujas características são especificadas pela NBR 16697 (ABNT, 2018).

**Figura 32-** Cimento Portland



**Fonte:** Autor (2025)

A composição química do Cimento Portland CP-V Industrial Ciplan é apresentada na Tabela 4.

**Tabela 4-** Composição química do Cimento Portland CPV-ARI CIPLAN

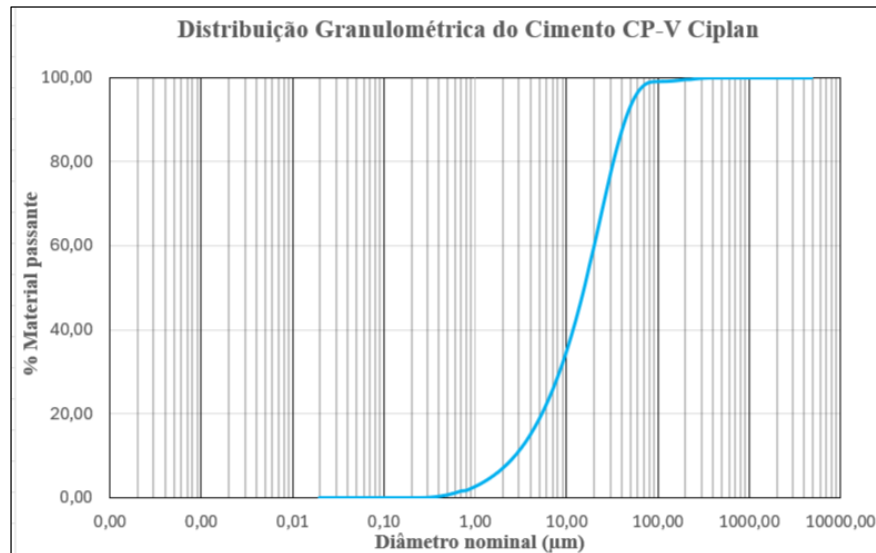
Componente	Faixa de concentração (%)
Silicato tricálcico	20-70
Silicato dicálcico	10-60
Ferro-aluminato de cálcio	5-15
Sulfato de cálcio	2-10
Aluminato tricálcico	1-15
Carbonato de cálcio	0-5
Óxido de magnésio	0-4
Óxido de cálcio	0-0,2

**Fonte:** Ficha técnica Ciplan (2022)

A análise granulométrica desse material foi realizada através da técnica de difração de laser pelo equipamento Mastersizer 2000 Malvern, no Laboratório de Química da Universidade

Federal de Uberlândia. A tabela com a quantidade de material medida em cada diâmetro está no Anexo A. Na Figura 33 é mostrada a curva de distribuição granulométrica do cimento.

**Figura 33 - Curva granulométrica do cimento**



**Fonte:** Autor (2025)

#### 3.2.1.4 Sílica ativa

Essa adição mineral adicionada ao concreto neste estudo é da marca Tecnosil-Dowsil (Figura 34), possui massa específica de 2.200 kg/m<sup>3</sup>, teor de SiO<sub>2</sub> superior a 90%, formato esférico e superfície específica de aproximadamente 19.000 m<sup>2</sup>/kg (Dowsil, 2023).

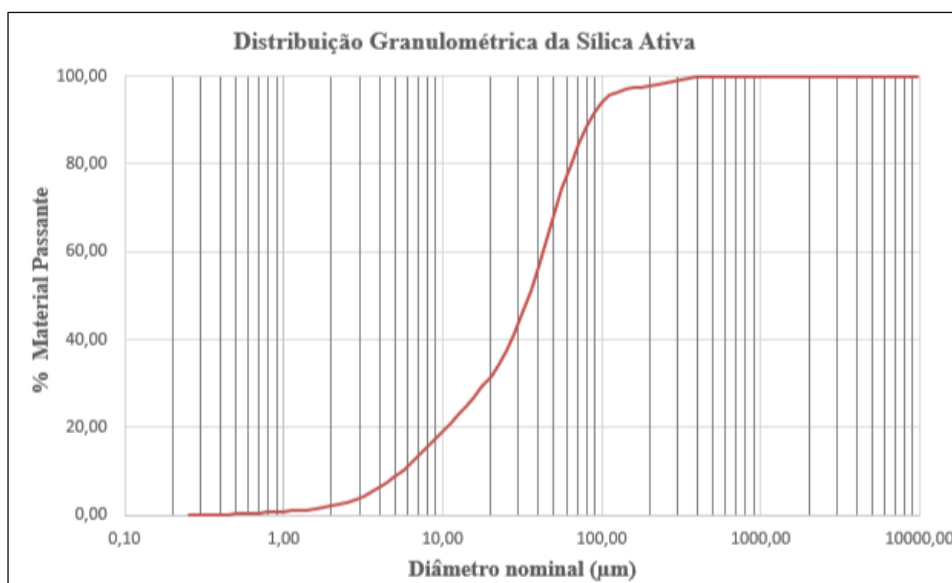
### Figura 34- Sílica ativa



**Fonte:** Autor (2025)

A análise granulométrica da sílica ativa foi realizada através da técnica de difração de laser no equipamento Mastersizer 2000 Malvern, no Laboratório de Química da Universidade Federal de Uberlândia. A tabela com a quantidade de material medida em cada diâmetro está no Anexo B. Na Figura 35 é mostrada a curva de distribuição granulométrica da sílica ativa.

**Figura 35-** Curva granulométrica da sílica ativa



Fonte: Autor (2025)

#### 3.2.1.5 Aditivos químicos

Para que fosse possível atingir a consistência desejada foi empregado o aditivo superplastificante MasterGlenium 51-BASF (Figura 36). É um aditivo redutor de água tipo 2 (hiperplastificante), de pega normal, líquido para concreto, livre de cloretos e prontos para uso. Composto por policarboxilatos modificados, que atuam como dispersantes do material aglomerante propiciando elevada redução de água, geralmente utilizados na indústria de concretos, onde se requerem baixo fator A/C, com baixo consumo de cimento e boa manutenção da trabalhabilidade, maior durabilidade e desempenho sem alteração do tempo de pega do concreto. Apresenta massa específica (25°C) variando entre 1,067 g/cm<sup>3</sup> a 1,107 g/cm<sup>3</sup>. Apesar do aspecto líquido, os sólidos presentes neste aditivo variam entre 28,5% e 31,5% em massa do conteúdo total.

**Figura 36-** Aditivo superplastificante



Fonte: Autor (2025)

### 3.2.1.6 Água para amassamento

A água utilizada para o amassamento do concreto foi proveniente da rede pública de abastecimento local do município de Uberlândia-MG (DEMAE), sendo dispensável o controle de sua aceitação conforme NBR 15900-1 (ABNT, 2009).

### 3.2.2 Vergalhões de aço para concreto armado

Os vergalhões de aço utilizados nos corpos de prova para realização dos ensaios de arrancamento foram produzidos pela ArcelorMittal das categorias CA-50 e CA-70. A quantidade de barras, o comprimento e o diâmetro das barras, de cada uma das categorias é mostrado na Tabela 5.

**Tabela 5-** Barras de aço CA-50 e CA-70 utilizadas nos corpos de prova

Categoria de aço	Quantidade de barras	Comprimento (cm)	Diâmetro (mm)
CA-50	6	55	10,0
	6	55	12,5
	6	55	16,0
CA-70	6	55	10,0
	6	55	12,5
	6	55	16,0

Fonte: Autor (2025)

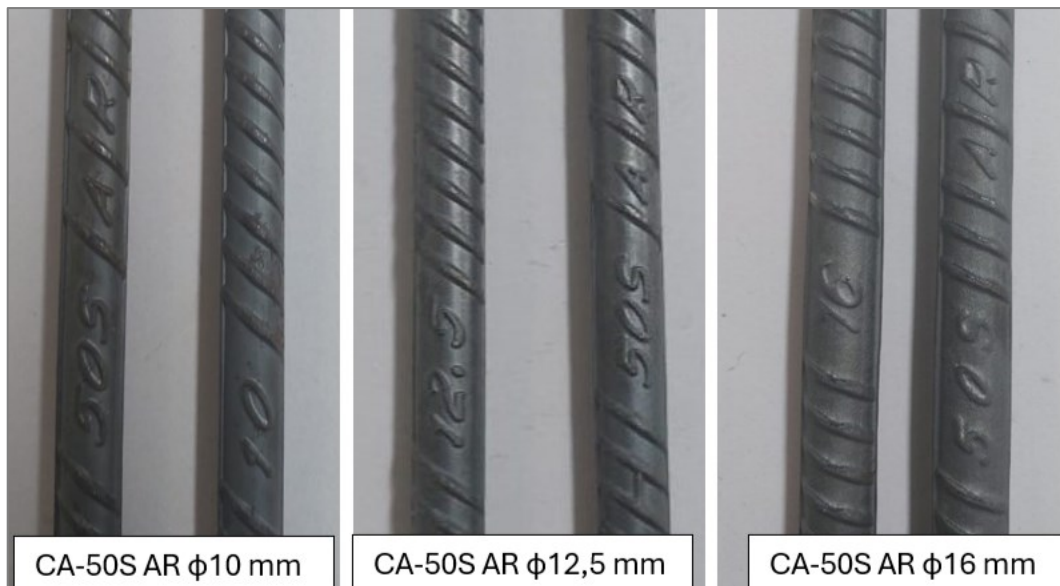
O aço da categoria CA-50 já é produzido e usado no mercado da construção civil brasileira há muitas décadas, essa categoria apresenta propriedades e características específicas que atendem as condições exigíveis na norma NBR 7480 (ABNT, 2024), e quanto à soldabilidade na NBR 14931 (ABNT, 2023-b). Além disso, todas as prescrições normativas para o uso do aço CA-50 em projetos de estruturas de concreto armado constam na norma NBR 6118 (ABNT, 2023-a).

O aço da categoria CA-70 é um novo material produzido em barras retas, possui adição de elementos de liga que aumentam a resistência à tração, atingindo um patamar de escoamento mínimo de 700 MPa, conservando as características de ductilidade (ARCELORMITTAL, 2024). Essa nova categoria atende todas as exigências requeridas nas normas NBR 7480 (ABNT, 2024) e NBR 14931 (ABNT, 2023-b). No entanto, até a presente data, não existe nenhuma prescrição normativa para seu uso em projetos de estruturas de concreto armado na norma NBR 6118 (ABNT, 2023-a).

Em uma amostra representativa do aço CA-70 composta por três exemplares com diâmetros de 12,5 mm foi realizado o ensaio de tração para determinação da resistência à tração e do limite de escoamento, e assim, podendo-se determinar o fator de escoamento. Os procedimentos gerais para a realização do ensaio de tração foram conforme os métodos estabelecidos para materiais metálicos na normas NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2024) e NBR ISO 15630-1 (ABNT, 2019). Os procedimentos específicos para o aço CA-70 foram conforme estabelecidos na norma NBR 7480 (ABNT, 2024).

As barras de aço CA-70 utilizados nos corpos de prova para os ensaios de arrancamento possuem gravadas na sua superfície os símbolos 50S-AR, sendo que a letra S sinaliza soldabilidade e as letras AR indicam que é um aço de alta resistência, designados atualmente de CA-70 ( $f_y \geq 700$  MPa). Na Figura 37 são mostradas as barras de aço de alta resistência com diâmetros de 10 mm, 12,5mm e 16 mm.

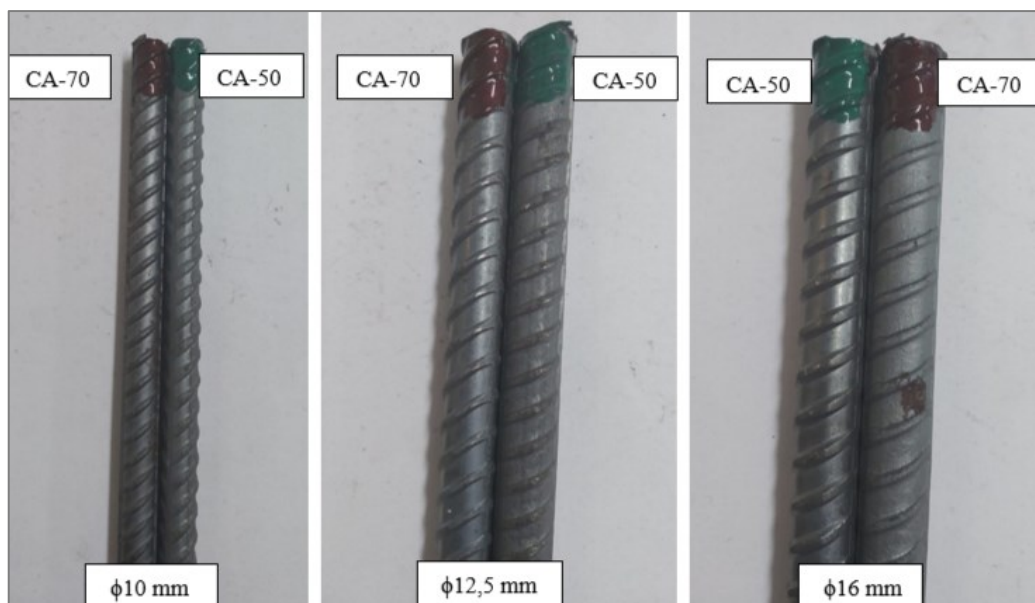
**Figura 37-** Barras de aço de alta resistência 50S AR (equivalente ao CA-70)



Fonte: Autor (2025)

Referente as configurações geométricas superficiais (nervuras), os vergalhões de um mesmo diâmetro específico possuem exatamente as mesmas características de formas e medidas, tanto no aço CA-50, quanto no CA-70. Na figura 38 são mostradas comparativamente as barras de mesmo diâmetro de cada uma das duas categorias de aço.

**Figura 38-** Barras de mesmo diâmetro de aço CA-50 e CA-70



Fonte: Autor (2025)



### 3.2.3 Formas e montagem dos corpos de prova

Para confecção dos moldes foram utilizados painéis de madeira compensada (madeirite) com as faces plastificadas com resina fenólica. A Figura 39 mostra um conjunto de moldes montados aguardando a concretagem para serem preenchidos.

**Figura 39-** Formas de madeira montadas



**Fonte:** Autor (2025)

Todos os moldes de madeira possuem as mesmas dimensões internas, prisma cúbico com lados medindo 20 cm cada, conforme o modelo previsto na norma BS-EN 10080 (2005). Duas faces opostas dos moldes foram furadas em seu centro geométrico para colocação das barras de aço que cruzam as formas em seu eixo horizontal, conforme é mostrado na Figura 40.

**Figura 40-** Molde com a barra inserida



**Fonte:** Autor (2025)

No modelo de corpos de prova para ensaios de arrancamento previsto pelo BS-EN 10080 (2005) apenas uma parte da barra inserida no bloco terá efetivamente contato com o concreto e desenvolverá tensões de aderência nesta interface. Os valores de comprimento de ancoragem, assim como as arestas dos prismas são definidos em função do diâmetro das barras, conforme Tabela 6.

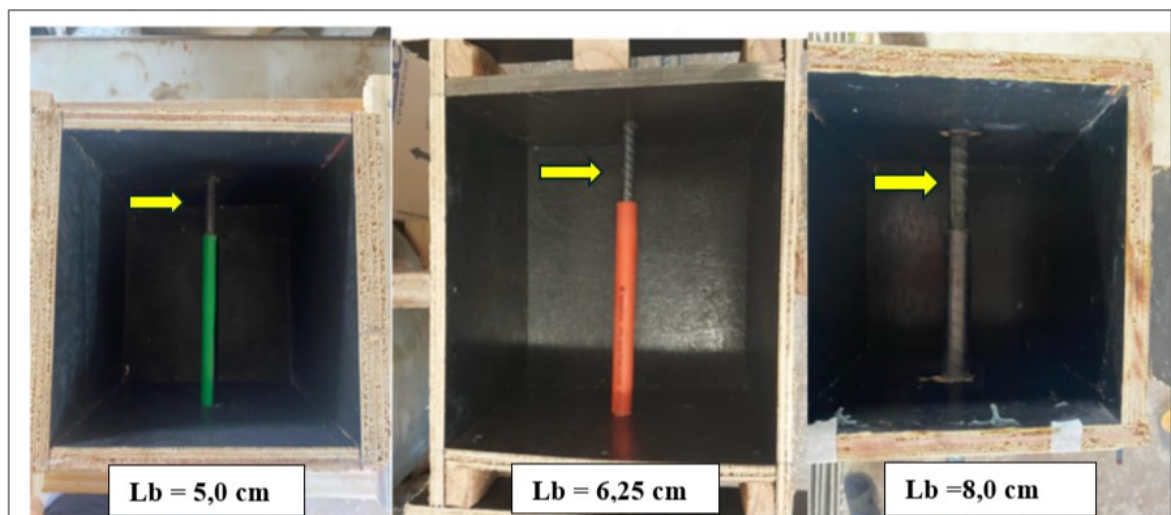
**Tabela 6-** Valores dos comprimentos de ancoragem conforme BS-EN 10080 (2005)

Diâmetro da barra (mm)	Comprimento de ancoragem (cm)	Lado do cubo (cm)
Ø 10,0	5,0	20,0
Ø 12,5	6,25	20,0
Ø 16,0	8,0	20,0

**Fonte:** Autor (2025)

Para garantir que apenas a parte desejada da barra ficasse em contato efetivo com o concreto ao seu redor ( $L_b$  - comprimento de ancoragem) conforme cada diâmetro, foram utilizados tubos plásticos (Figura 41) para impedir o contato do restante da barra com o concreto.

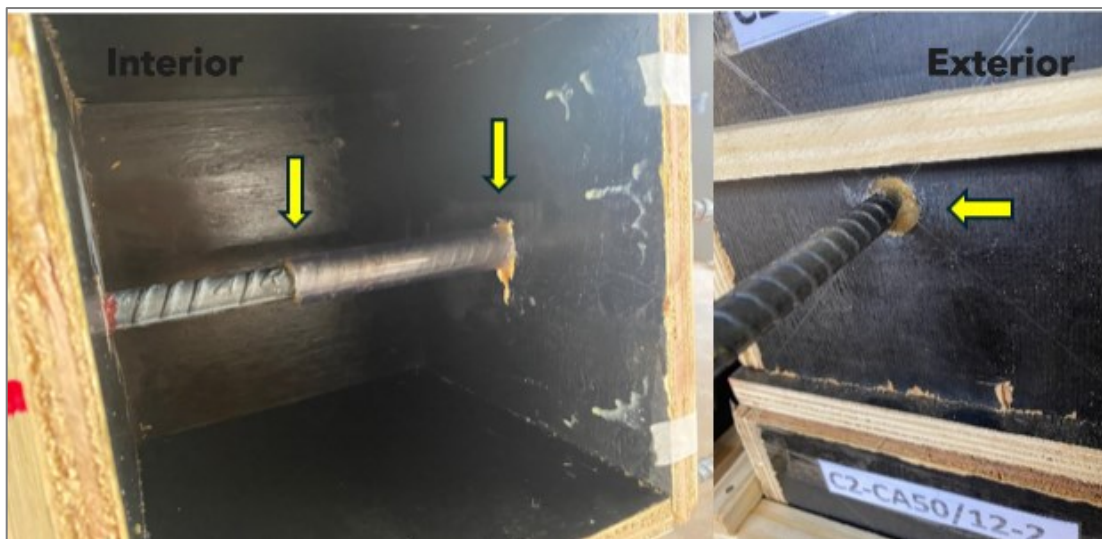
**Figura 41-** Tubos plásticos para garantir o comprimento de ancoragem adequado



**Fonte:** Autor (2025)

Para fazer a vedação do espaço livre entre a ponta da barra e o tubo plástico, impedindo a entrada de concreto em seu interior, foi utilizado cera de abelha (resíduo da produção de mel natural). Esse mesmo material também foi usado para a vedação na região dos furos por onde passam as barras. Na Figura 42 são mostrados detalhes dessas vedações.

**Figura 42-** Imagens das vedações dos tubos com cera



**Fonte:** Autor (2025)

Antes das concretagens, foi aplicado desmoldante AGF LIFEMOLD MM (Figura 43) nas partes internas dos moldes de madeira. Esse produto é um desmoldante vegetal biodegradável específico para ser usado em formas de madeirites e não interfere no traço do concreto.

**Figura 43** Desmoldante biodegradável



**Fonte:** Autor (2025)

Na Figura 44 são mostradas as formas já acabadas e preparadas para serem preenchidas pelo concreto.

**Figura 44-** Formas preparadas para concretagem



**Fonte:** Autor (2025)

Inicialmente o programa experimental previa a produção de dois tipos de concretos, sendo um deles pertencente ao Grupo I, denominado C1 (resistência convencional, menor que 50 MPa) e outro ao Grupo II, denominado C2 (alta resistência, maior que 50 MPa), conforme classificação da NBR 6118 (ABNT, 2023-a). Porém, devido a problemas ocorridos com o sistema de gravação de dados de um dos equipamentos medidores de força e deslocamento durante os ensaios de arrancamento, as informações relativas a 3 barras  $\varnothing 10$  mm de aço CA-50 e 3 barras  $\varnothing 10$  mm de aço CA-70, foi necessário produzir mais um tipo de concreto de alta resistência com os mesmos critérios de produção e traço nominal do anterior (foram feitos ajustes durante a concretagem que modificaram o consumo de aditivo superplastificante e água) que resultou em um concreto com novo valor de resistência à compressão, que foi denominado C3.

Com o concreto C1 foram produzidos 9 corpos de prova com aço da categoria CA-50 e 9 corpos de prova com aço CA-70, conforme Tabela 7.

**Tabela 7-** Corpos de prova com o concreto C1

Concreto	Quantidade de barras	Diâmetro (mm)	Categoria de aço
C1	3	10,0	CA-50
	3	12,5	
	3	16,0	
	3	10,0	CA-70
	3	12,5	
	3	16,0	

**Fonte:** Autor (2025)

Com o concreto C2 também foram produzidos 9 corpos de prova com aço da categoria CA-50 e 9 corpos de prova com aço CA-70, conforme tabela 8.

**Tabela 8-** Corpos de prova com o concreto C2

Concreto	Quantidade de barras	Diâmetro (mm)	Categoria de aço
C2	3	10,0	CA-50
	3	12,5	
	3	16,0	
	3	10,0	CA-70
	3	12,5	
	3	16,0	

Fonte: Autor (2025)

Por fim, para substituir os corpos de prova que tiveram problemas nas medições, foram produzidos 3 corpos de prova com aço CA-50 e 3 corpos de prova com aço CA-70 com o concreto C3, conforme a Tabela 9.

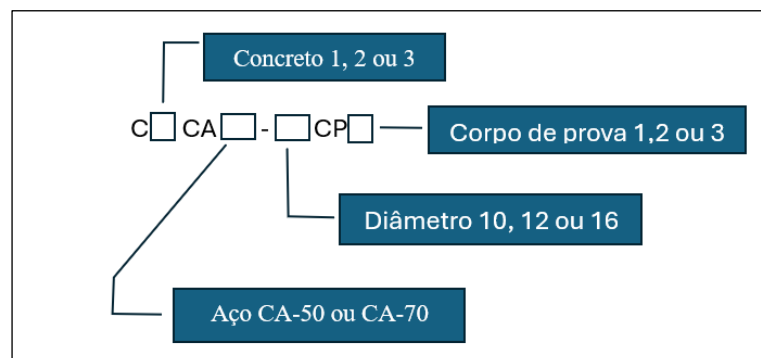
**Tabela 9-** Corpos de prova com o concreto C3

Concreto	Quantidade de barras	Diâmetro (mm)	Categoria de aço
C3	3	10,0	CA-50
	3	10,0	CA-70

Fonte: Autor (2025)

Para fazer a identificação dos corpos de prova, levando-se em consideração o tipo do concreto, a categoria do aço, o diâmetro da barra e cada protótipo específico, foi utilizado a simbologia mostrada na Figura 45.

**Figura 45-** Identificação dos corpos de prova



Obs.: Por praticidade na notação, o número 12 se refere ao diâmetro de 12,5 mm.

Fonte: Autor (2025)

### 3.3 PRODUÇÃO DE CONCRETO

#### 3.3.1 Estudo dos traços

A partir dos materiais citados anteriormente foram realizados estudos (numéricos e experimentais) para determinar a proporção de cada um deles na mistura visando atingir as características desejáveis dos concretos, tanto no estado fresco (fluidez e coesão), como no endurecido (parâmetros de resistência). Nos estudos teóricos para composição dos traços dos concretos autoadensáveis com resistência convencional e de alta resistência foi utilizado o modelo de Andreassen e Andersen modificado para fazer a técnica do empacotamento granulométrico das partículas finas (cimento e sílica ativa) e dos agregados. Para otimização dos resultados que buscassem curvas de distribuição granulométrica conforme proporções volumétricas pré-estabelecidas dos materiais experimentais usados nos traços, comparativamente a curva ideal do modelo de Andreassen e Andersen em função dos valores do coeficiente de distribuição ( $q$ ), usou-se o método dos mínimos quadrados através do programa computacional *Maple*.

O método dos mínimos quadrados utiliza recursos de álgebra linear e otimização para solucionar problemas, e assim, produzir melhores resultados numéricos e gráficos, relacionando os valores e curvas experimentais ao conjunto de dados paramétricos adotados como padrões ou ideais.

Os cálculos são feitos a partir das frações volumétricas ou massas ( $\text{Kg/m}^3$ ), a Tabela 10 indica as massas específicas determinadas em laboratório ou especificadas nos catálogos específicos.

**Tabela 10-** Massa específica dos materiais

Material	Massa específica ( $\text{Kg/m}^3$ )
Cimento	3000,00
Sílica ativa	2220,00
Areia fina	2330,00
Areia média	2250,00
Pedrisco (“brita zero”)	2610,00
Superplastificante	1090,00
Água	1000,00

Fonte: Autor (2025)



Após várias tentativas de se estabelecer os traços para cada tipo de concreto, com as devidas verificações das propriedades de autoadensabilidade e resistência, chegou-se as proporções dos materiais usados na produção do concreto C1 e C2. O traço do concreto C3 possui os mesmos valores nominais do traço teórico do concreto C2, houve apenas pequenos ajustes nas quantidades de aditivo superplastificante e água durante a concretagem.

### 3.3.2 *Traço do concreto C1*

Esse traço foi definido considerando-se os valores de massa específica descritos na Tabela 10. A curva ideal foi estabelecida (Proporção ideal - P ideal) através do modelo de Andreassen e Andersen, adotando-se o valor do coeficiente de distribuição  $q = 0,30$ . Na minimização da função que descreve a proporção dos materiais da mistura experimental através do método dos mínimos quadrados, foram estabelecidos intervalos de valores para algumas proporções volumétricas variáveis que seriam determinadas, em funções de recomendações técnicas (EFNARC, 2002; OKAMURA, 2003; DACKZO, 2012) e valores desejáveis de resistência obtidos empiricamente dos resultados testados anteriormente. Essas proporções de volume de cada material em relação ao volume total são: cimento entre 0,10 e 0,18; areia fina entre 0,05 e 0,15; areia média entre 0,25 e 0,40; brita Zero entre 0,45 e 0,50. Teor água/aglomerante (cimento e sílica ativa) igual a 0,40. Volume total de areia (fina e média) variando entre 40% e 50% do volume de argamassa. Volume de ar incorporado igual a 4% do total de mistura. Massa de sílica ativa com valor preestabelecido de 8% da massa de cimento. Massa de aditivo superplastificante com valor teórico de 1% da massa de cimento, com possibilidade de ajustes nessa quantidade durante a concretagem. Na preparação da massa de concreto todos os materiais sólidos foram colocados na betoneira, adicionando-se 80% da massa de água prevista e em seguida 50% do aditivo. Posteriormente o restante da água foi adicionado e 0,2% de aditivo de cada vez ao longo do processo até que a mistura atingisse as propriedades de concreto autoadensável. Ao final utilizou-se 1,8% de aditivo. O traço do concreto C1 está descrito na Tabela 11.

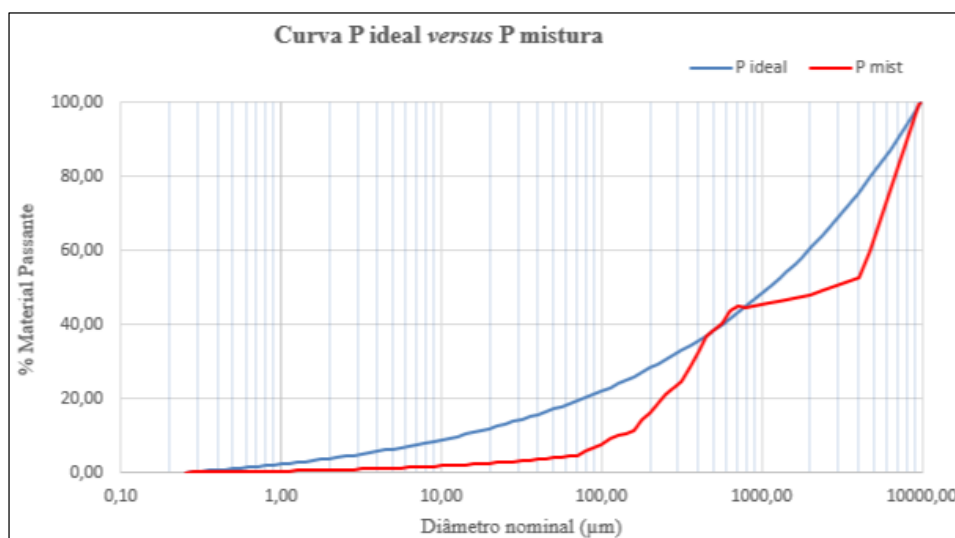
**Tabela 11-** Traço concreto C1

Material ou Relação	Consumo em Kg por m <sup>3</sup> de concreto
Cimento	378,41
Sílica ativa	30,27
Areia fina	225,38
Areia média	443,49
Brita zero	925,92
Água	170,26
Superplastificante 1,0% (1,8%)*	3,78 (6,81)*
Volume de ar	0,04
Água/aglomerante	0,42
Água/cimento	0,45

\* Quantidade utilizada efetivamente

Fonte: Autor (2025)

O gráfico que mostra curva ideal (P ideal) e a curva com a proporção dos materiais da mistura (P mist) de empacotamento granulométrico do modelo de Andreassen e Andersen para o concreto C1 está na Figura 46.

**Figura 46-** P ideal *versus* P mist do modelo de Andreassen e Andersen C1

Fonte: Autor (2025)

Para verificação das características básicas de autoadensabilidade, foram realizados ensaios com o Cone de Abrams sobre uma placa metálica quadrada, sendo estabelecidos os resultados para espalhamento (*slump-flow*), classe de viscosidade plástica aparente sob fluxo livre ( $t_{500}$ ) e



índice de estabilidade visual (IEV), conforme NBR 15823-2 (ABNT, 2017-a). A imagem do concreto espalhado é mostrada na Figura 47.

**Figura 47-** Ensaio de espalhamento C1



**Fonte:** Autor (2025)

As 18 formas foram preenchidas com o concreto e juntamente com 12 corpos de prova cilíndricos em moldes metálicos para caracterização da resistência à compressão axial e módulo de elasticidade. Após, foram mantidos em processo de cura úmida até a data da realização dos ensaios (28 dias após a concretagem). Na Figura 48 são mostrados os prismas de madeira já preenchidos e prontos para serem levados a câmara para cura do concreto.

**Figura 48-** Formas preenchidas com concreto C1



**Fonte:** Autor (2025)

### 3.3.3 Traço do concreto C2

Para a definição desse traço considerou-se os valores de massa específica apresentados na Tabela 10. A curva ideal foi estabelecida (Proporção ideal - P ideal) através do modelo de Andreassen e Andersen, adotando-se o valor do coeficiente de distribuição  $q = 0,28$ . Na minimização da função que descreve a proporção dos materiais da mistura experimental através do método dos mínimos quadrados, foram estabelecidos intervalos de valores para algumas proporções volumétricas variáveis que seriam determinadas, em funções de recomendações técnicas (EFNARC, 2002; OKAMURA, 2003; DACKZO, 2012) e valores desejáveis de resistência obtidos empiricamente dos resultados testados anteriormente. Essas proporções de volume de cada material em relação ao volume total são: cimento entre 0,15 e 0,30; areia fina entre 0,05 e 0,15; areia média entre 0,20 e 0,35; brita Zero entre 0,40 e 0,45. Teor água/aglomerante (cimento e sílica ativa) igual a 0,30. Volume total de areia (fina e média) variando entre 40% e 50% do volume de argamassa. Volume de ar incorporado igual a 4% do total de mistura. Massa de sílica ativa com valor preestabelecido de 10% da massa de cimento. Massa de aditivo superplastificante com valor teórico de 1% da massa de cimento, com possibilidade de ajustes nessa quantidade durante a concretagem. Na preparação da massa de concreto todos os materiais sólidos foram colocados na betoneira, adicionando-se 80% da massa de água prevista e em seguida 50% do aditivo. Posteriormente o restante da água foi adicionado e 0,2% de aditivo de cada vez ao longo do processo até que a mistura atingisse as propriedades de concreto autoadensável. Ao final utilizou-se 2,2% de aditivo. O traço do concreto C2 está descrito na Tabela 12.

**Tabela 12-** Traço concreto C2

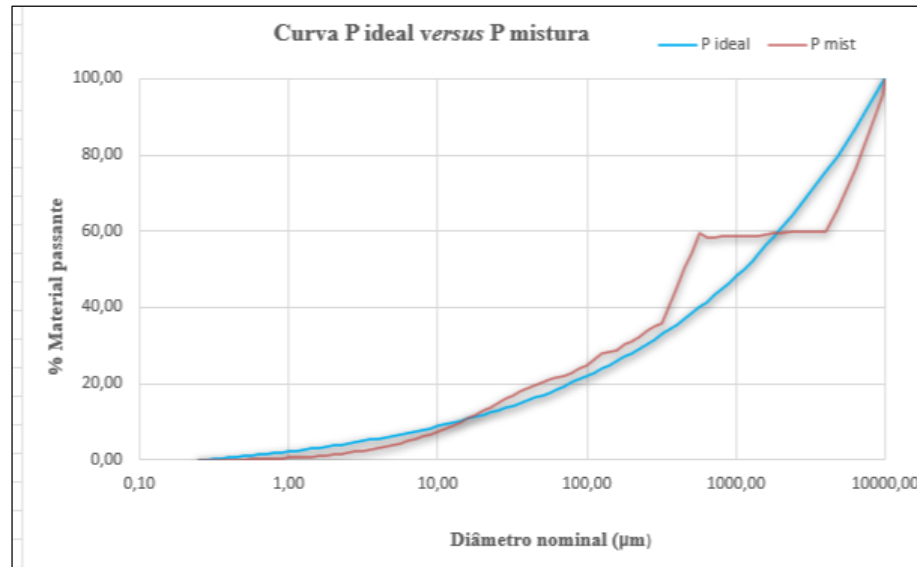
Material ou Relação	Consumo em Kg por m <sup>3</sup> de concreto
Cimento	536,20
Sílica ativa	53,62
Areia fina	91,59
Areia média	530,64
Brita zero	883,63
Água	170,90
Superplastificante 1,0% (2,2%)*	5,36 (11,79)*
Volume de ar	0,04
Água/aglomerante	0,30
Água/cimento	0,32

\* Quantidade utilizada efetivamente

**Fonte:** Autor (2025)

O gráfico que mostra curva ideal (P ideal) e a curva com a proporção dos materiais da mistura (P mist) de empacotamento granulométrico do modelo de Andreassen e Andersen para o concreto C1 está na Figura 49.

**Figura 49-** P ideal *versus* P mist do modelo de Andreassen e Andersen C2



**Fonte:** Autor (2025)

Para determinação das características básicas de autoadensabilidade desse concreto foram realizados ensaios com o Cone de Abrams sobre uma placa metálica quadrada, sendo definidos os resultados para espalhamento (*slump-flow*), classe de viscosidade plástica aparente sob fluxo livre ( $t_{500}$ ) e índice de estabilidade visual (IEV), conforme NBR 15823-2 (ABNT, 2017-a). A imagem do concreto espalhado é mostrada na Figura 50.

**Figura 50-** Ensaio de espalhamento C2



**Fonte:** Autor (2025)

As 18 formas foram preenchidas com o concreto e juntamente com 12 corpos de prova cilíndricos para caracterização da resistência à compressão axial e módulo de elasticidade. Após foram mantidos em processo de cura úmida até a data da realização dos ensaios (28 dias após a concretagem). Na Figura 51 são mostrados os prismas de madeira já preenchidos e prontos para serem levados a câmara para cura do concreto.

**Figura 51-** Formas preenchidas com concreto C2



**Fonte:** Autor (2025)

#### 3.3.4 Traço do concreto C3

Para elaboração do traço e produção do concreto C3 foram usados exatamente os mesmos procedimentos e adoção de valores utilizados para o traço C2. O que resultou diferente foram apenas as quantidades de aditivo superplastificante (quantidade restrita) e água no momento do amassamento. Na Tabela 13 está descrito o traço para o concreto C3, com os valores previstos e os efetivamente utilizados.

**Tabela 13-** Traço concreto C3

Material ou Relação	Consumo em Kg por m <sup>3</sup> de concreto
Cimento	536,20
Sílica ativa	53,62
Areia fina	91,59
Areia média	530,64
Brita zero	883,63
Água	187,14
Superplastificante 1,0% (1,2%)*	5,36 (6,43)*
Volume de ar	0,04
Água/aglomerante	0,32
Água/cimento	0,35

\* Quantidade utilizada efetivamente

**Fonte:** Autor (2025)

Foram realizados ensaios com o Cone de Abrams sobre uma placa metálica quadrada, visando determinar as propriedades para que o concreto C3 fosse classificado como autoadensável, sendo estabelecidos os resultados para espalhamento (*slump-flow*), classe de viscosidade plástica aparente sob fluxo livre ( $t_{500}$ ) e índice de estabilidade visual (IEV), conforme NBR 15823-2 (ABNT, 2017-a). A imagem do concreto espalhado é mostrada na Figura 52.

**Figura 52-** Ensaio de espalhamento C3



Fonte: Autor (2025)

O concreto C3 foi produzido com a finalidade de substituir 6 corpos de prova com o concreto C2 que não puderam ter seus resultados nos ensaios de arrancamento validados. As 6 formas foram preenchidas com o concreto e juntamente com 12 corpos de prova cilíndricos para caracterização da resistência à compressão axial e módulo de elasticidade. Após foram mantidos em processo de cura úmida até a data da realização dos ensaios (28 dias após a concretagem). Na Figura 53 são mostrados os prismas de madeira já preenchidos e prontos para serem levados a câmara para cura do concreto.

**Figura 53-** Formas preenchidas com o concreto C3



Fonte: Autor (2025)



Todos os corpos de prova foram retirados da câmara úmida 48h após as concretagens, por um curto intervalo de tempo para serem retirados das formas de madeira, e logo sem seguida, retornaram para completarem o processo de cura. Na Figura 54 são mostrados alguns exemplares já terminados no momento em que foram desformados e identificados.

**Figura 54-** Corpos de prova retirados das formas e identificados



**Fonte:** Autor (2025)

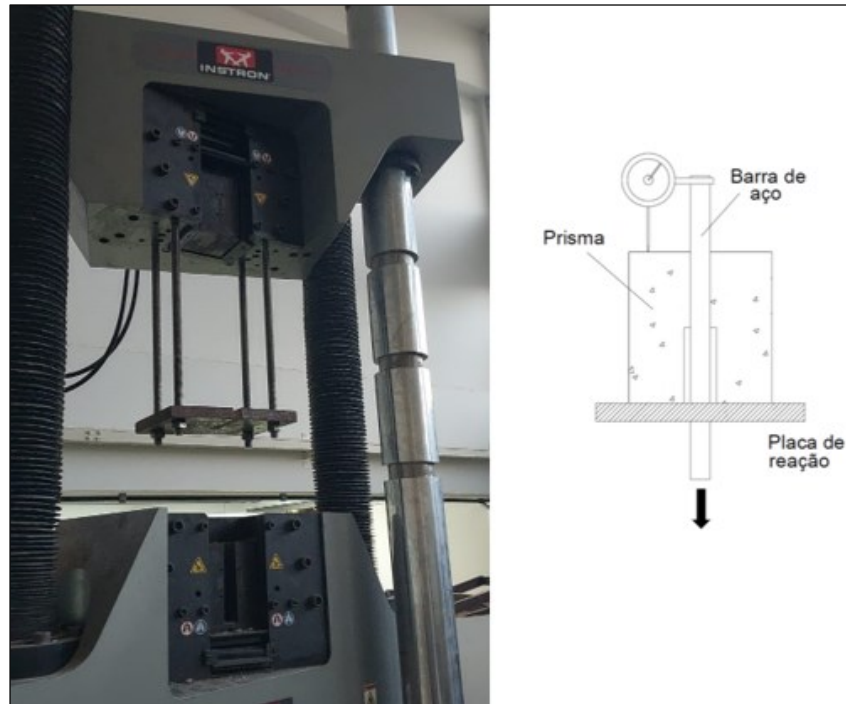
### 3.4 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Os ensaios de arrancamento foram realizados em uma máquina servohidráulica da fabricante Instron, modelo 1000HDX-C4-G7C, com capacidade para 1000 kN (101,87 toneladas). Neste equipamento encontra-se acoplado um sistema de aquisição de dados computadorizado que controla e registra as forças aplicadas nas extremidades das barras e os deslocamentos entre suas plataformas.

O corpo de prova foi apoiado em uma placa metálica que ficava acoplada a plataforma superior da máquina através de 4 tirantes de aço. Essa placa possui um orifício central que permite a passagem da barra, que por sua vez, foi apoiada sobre o dispositivo atuador da máquina Instron. A extremidade da barra de aço com maior comprimento (parte inferior) foi presa ao dispositivo de garra da máquina de ensaio. Na extremidade oposta da barra (menor comprimento) foi

posicionado um transdutor para medir os deslocamentos. Na Figura 55 são mostrados os dispositivos para a realização dos ensaios.

**Figura 55-** Esquema do dispositivo para a realização dos ensaios



**Fonte:** Autor (2025)

Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento, pois dessa maneira, é possível analisar o comportamento da aderência após a ruptura (trecho descendente da curva tensão de aderência *versus* deslizamento). As velocidades de aplicação foram definidas de acordo com o diâmetro das barras ensaiadas. Os corpos de prova com barras de diâmetros de 10 mm e 12,5 mm, a velocidade adotada foi de 0,010 mm/s, e barras com diâmetro de 16 mm, a velocidade adotada foi de 0,016 mm/s. Na figura 56 são mostrados o aparato e os equipamentos configurados para a realização dos ensaios de arrancamento.

**Figura 56-** Realização dos ensaios de arrancamento



**Fonte:** Autor (2025)

Todos os ensaios de arrancamento foram realizados quando os corpos de prova completaram 28 dias.



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização do concreto nos estados fresco e endurecido, os ensaios de tração das barras de aço CA-70, os resultados dos ensaios de arrancamento, comparações entre as curvas de tensão de aderência experimentais e as previstas nos modelos teóricos, e por fim, a verificação dos valores de tensão de aderência obtidos dos ensaios de arrancamento em relação aos valores de cálculo estabelecidos nos códigos normativos.

### 4.2 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

#### 4.2.1 Caracterização do concreto no estado fresco

A caracterização de cada concreto no estado fresco foi realizada conforme os procedimentos estabelecidos nas partes 1 e 2 da norma NBR 15823-2 (ABNT, 2017-a). Nestes ensaios, conforme as classificações para concreto autoadensáveis, foram definidas as seguintes classes: espalhamento (*Slump Flow*), viscosidade plástica aparente sob fluxo livre ( $t_{500}$ ) e índice de estabilidade visual sob fluxo livre (IEV). Na Tabela 14 estão apresentados os resultados.

**Tabela 14-** Classes do concreto conforme NBR 15823-2 (ABNT, 2017-a)

Concreto	<i>Slump Flow (mm)</i>	$t_{500}$ (s)	IEV
C1	SF 1 (572)	VS 2 (2,9)	IEV 1
C2	SF 1 (565)	VS 2 (2,6)	IEV 0
C3	SF 1 (590)	VS 2 (3,5)	IEV 1

Fonte: Autor (2025)

#### 4.2.2 Caracterização do concreto no estado endurecido

No estado endurecido, aos 28 dias após a concretagem de cada tipo de concreto, foram realizados os ensaios para a obtenção da resistência média à compressão ( $f_{c,médio,28}$ ), a partir de uma amostra por tipo, contendo 6 corpos de prova, conforme NBR 5738 (ABNT, 2015) e do módulo médio estático de elasticidade ( $E_{c,médio,28}$ ), também a partir de uma amostra com 6

exemplares por tipo, conforme método A da NBR 8522-1 (ABNT, 2021-d). Os resultados estão apresentados na Tabela 15.

**Tabela 15-** Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto

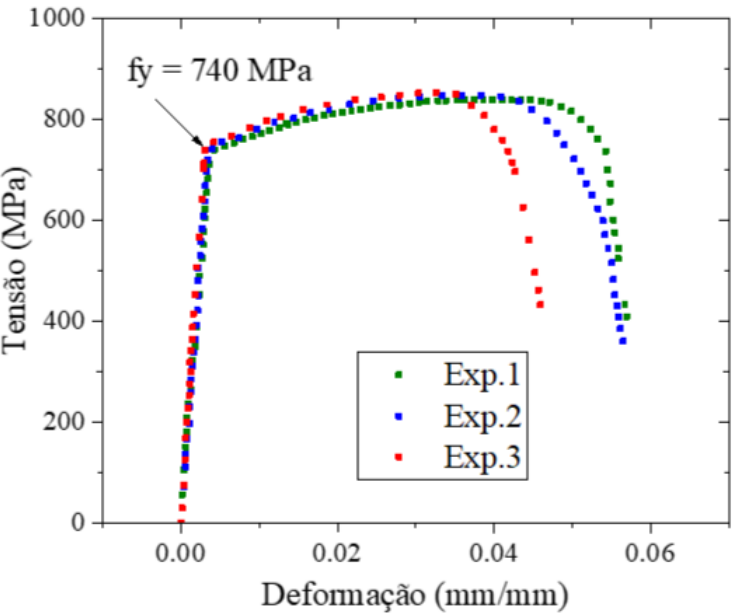
Concreto	$F_{c,médio,28}$ (MPa)	$E_{c,médio,28}$ (MPa)
C1	43,05	38,67
C2	78,22	43,23
C3	62,33	41,06

Fonte: Autor (2025)

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO AÇO CA-70

A amostra representativa do aço CA-70 composta por três exemplares com diâmetros de 12,5 mm que foram submetidas aos ensaios de tração, conforme os procedimentos gerais estabelecidos nas normas NBR ISO 6892-1(ABNT, 2024) e NBR ISO 15630-1(ABNT, 2019, e os procedimentos específicos constantes na norma NBR 7480 (ABNT, 2024), obtiveram as características apresentadas na Figura 57.

**Figura 57-** Tensão normal *versus* deformação aço CA-70



Fonte: Autor (2025)

O valor médio da resistência à tração das barras de 12,5 mm de aço CA-70 foi no valor de 855 MPa, o limite de escoamento verificado foi de 740 MPa, e o valor do fator de escoamento igual a 1,16.

#### 4.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Os ensaios de arrancamento forneceram duas variáveis: força de reação da barra presa à máquina e deslocamento relativo (deslizamento) entre o topo do concreto e parte superior da barra de aço.

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento e análises sobre as principais variáveis estudadas que influenciam nas características da aderência: tipo de ruptura, diâmetro da barra, comprimento aderente, resistência à compressão do concreto (Grupos I e II, especificados na NBR-6118 (ABNT, 2023,a)) e categoria do aço (CA-50 e CA-70).

##### 4.4.1 *Ensaio de arrancamento das barras do concreto C1*

Para cada barra (identificadas conforme definido anteriormente em 3.1.2) os resultados de força de tração máxima ( $F_u$ ), força de tração média ( $Med$ ) e desvio padrão ( $D_p$ ) das forças máximas para cada grupo de barras com mesmo diâmetro e categoria de aço, e o tipo de ruptura admitida (arrancamento das barras, fendilhamento do concreto ou escoamento do aço), e a informação sobre a ocorrência de escoamento, casos as barras ultrapassem a tensão limite, quando tracionadas durante os ensaios de arrancamento estão apresentados na Tabela 16.

Nas imagens que mostram os corpos de provas ensaiados nesse grupo, as barras de aço CA-50 e os corpos de prova de concreto com essas barras inseridas, são identificados pela cor verde. Enquanto as barras de aço CA-70 e seus respectivos corpos de prova são pintados de vermelho.

**Tabela 16-** Resultados dos ensaios de arrancamento no concreto C1

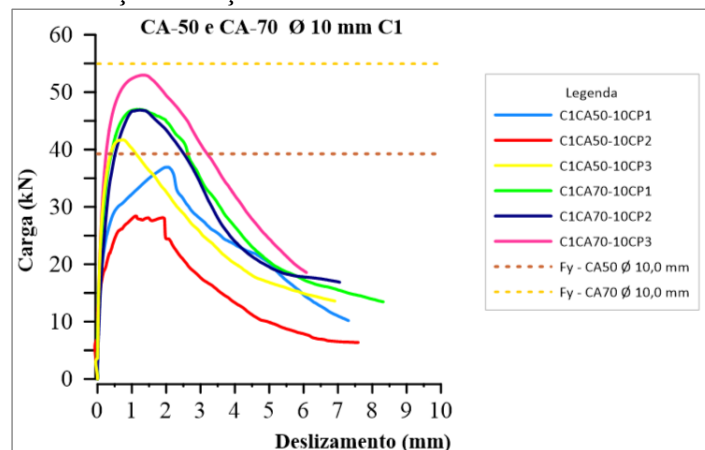
Corpo de prova	Fu (kN)	Med	Dp	Tipo de ruptura
C1CA50-10CP1	36,92	35,67	6,71	arrancamento
C1CA50-10CP2	28,42			arrancamento
C1CA50-10CP3	41,69			arrancamento
C1CA70-10CP1	46,99	48,95	3,49	arrancamento
C1CA70-10CP2	46,87			arrancamento
C1CA70-10CP3	52,98			arrancamento
C1CA5012-CP1	69,70	68,03	2,39	arrancamento*
C1CA5012-CP2 <sup>(a)</sup>	-			-
C1CA50-12CP3	66,35			arrancamento*
C1CA70-12CP1	73,97	73,84	2,88	arrancamento
C1CA70-12CP2	76,64			arrancamento
C1CA70-12CP3	70,89			arrancamento
C1CA50-16CP1	120,18	118,56	1,41	fendilhamento*
C1CA50-16CP2	117,81			arrancamento*
C1CA50-16CP3	117,68			arrancamento*
C1CA70-16CP1	101,36	103,86	2,31	fendilhamento
C1CA70-16CP2	105,94			fendilhamento
C1CA70-16CP3	104,20			fendilhamento

\* Além do modo ruptura também ultrapassaram o valor limite da tensão de escoamento nominal do aço

(a): dados inválidos

Fonte: Autor (2025)

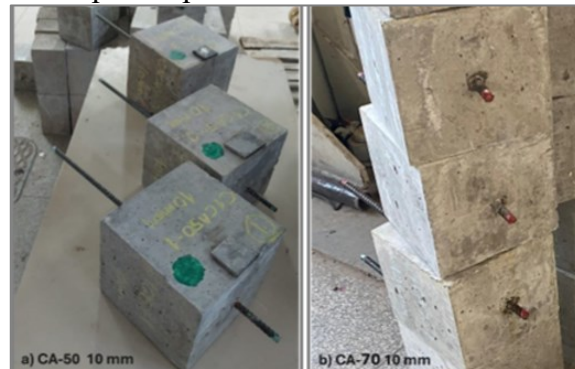
Os resultados dos ensaios de arrancamento das barras de aço com diâmetro de 10 mm da categoria CA-70 obtiveram um valor médio de força máxima 37,23% maior que as barras da categoria CA-50 com mesmo diâmetro. Na Figura 58 é mostrado o gráfico da força de tração *versus* deslizamento dessas barras.

**Figura 58 -** Força de tração *versus* deslizamento das barras de 10 mm

Fonte: Autor (2025)

Todas as barras de aço de 10 mm da categoria CA-50 (Figura 59a), assim também como da categoria CA-70 (Figura 59b) sofreram ruptura por arrancamento (processo em que a barra é puxada para fora do concreto). Apenas uma das barras com esse diâmetro da categoria CA-50, ultrapassou ligeiramente durante os ensaios de tração, a força acima da qual poderia ter início o fenômeno de escoamento do aço,  $F_y \geq 39,25$  kN. Por outro lado, nenhuma das barras da categoria CA-70 atingiram essa força, que para essa situação é  $F_y \geq 54,95$  kN. Para o cálculo das forças mínimas a partir das quais podem ocorrer o escoamento em cada categoria de aço, foram considerados os valores limites de tensão de escoamento nominal de 500 MPa e 700 MPa, para o aço CA-50 e CA-70, respectivamente.

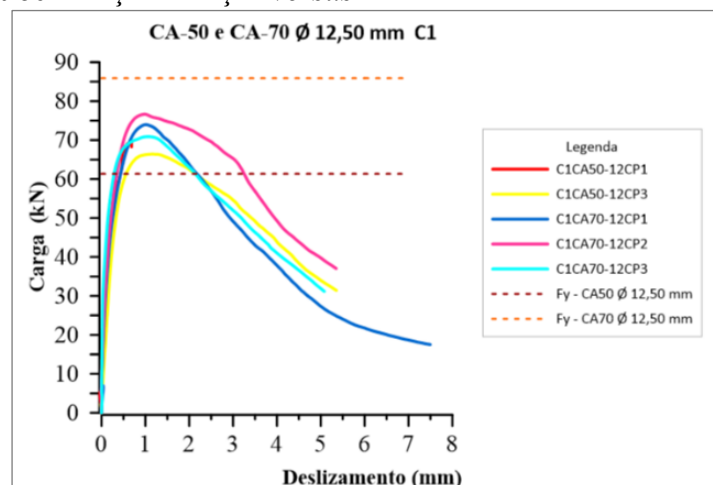
**Figura 59-** Corpos de prova CA-50 e CA-70 barras de 10 mm



Fonte: Autor (2025)

A força de ruptura média do conjunto de barras com diâmetro de 12,5 mm da categoria CA-70 apresentou valor 8,54% maior em relação ao valor médio resultante das barras com esse mesmo diâmetro pertencentes a categoria CA-50. No gráfico da Figura 60 são mostradas as curvas força de arrancamento *versus* deslizamento.

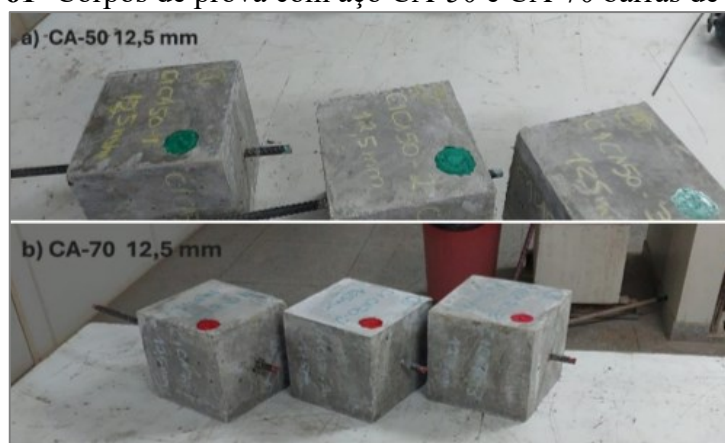
**Figura 60-** Força de tração *versus* deslizamento das barras de 12,5 mm



Fonte: Autor (2025)

No grupo de barras com diâmetro de 12,5 mm da categoria CA-50 (Figura 561a) não foi possível validar o resultado de um corpo de prova, restando apenas dois exemplares que apresentaram ruptura por arrancamento. As três barras de 12,5 mm da categoria CA-70 (Figura 61b) também sofreram ruptura por arrancamento.

**Figura 61-** Corpos de prova com aço CA-50 e CA-70 barras de 12,5 mm



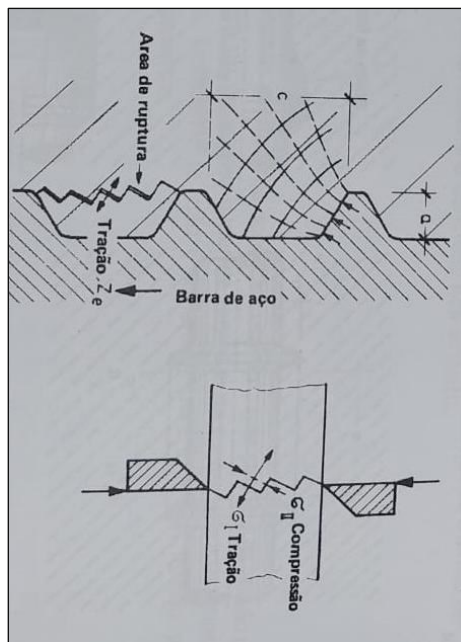
Fonte: Autor (2025)

Todas as barras com diâmetro de 12,5 mm de aço CA-50 foram tracionadas com forças razoavelmente acima da força a partir da qual pode-se iniciar o escoamento do aço para essa categoria,  $F_y \geq 61,35$  kN. Enquanto, nenhuma barra com esse mesmo diâmetro da categoria CA-70 atingiu a força que poderia causar escoamento, que nessa situação seria  $F_y \geq 85,90$  kN.

Nas situações em que ocorrem a ruptura por arrancamento, como aconteceu com todas as barras de 10 mm e 12,5 mm dos aços CA-50 e CA-70 nos corpos de prova moldados com o concreto C1, que não possuem armadura transversal, está relacionado normalmente a resistência ao cisalhamento dos consoles de concreto entre as nervuras (DUMÊT, 2003). Outros fatores relevantes são a resistência à compressão do concreto e a geometria das nervuras (ALMEIDA FILHO, 2006).

Nos ensaios realizados, todas as barras independente da categoria de aço possuem exatamente a mesma configuração geométrica superficial, conforme mostrado anteriormente em 3.2.2. Na Figura 62 é mostrado esquematicamente conforme Leonhardt e Mönning (1977), como ocorre o fenômeno do arrancamento, são indicadas a direções das tensões de compressão e tração no concreto circundante quando a barra é tracionada e surgem as tensões de aderência, até que ocorre a ruptura na região entre as nervuras e a barra sofre escorregamento.

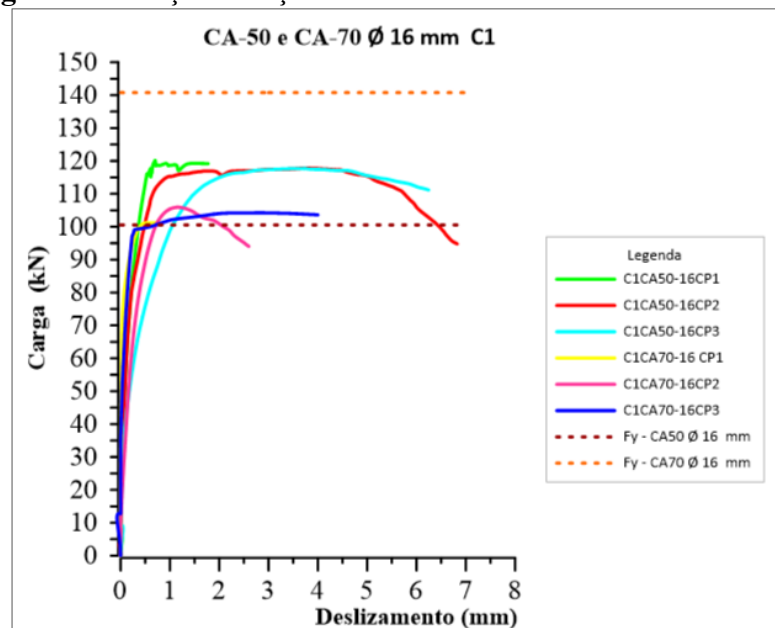
**Figura 62-** Ruptura por cisalhamento do concreto e escorregamento da barra



**Fonte:** Leonhardt e Mönnig (1977)

Em relação ao valor médio das forças de ruptura, os corpos de prova com diâmetros de 16 mm da categoria CA-70 resultaram em um valor 12,40% menor em relação a categoria CA-50 com esse mesmo diâmetro. A figura 63 mostra o gráfico com curvas de força de tração *versus* deslizamento desse grupo de barras.

**Figura 63-** Força de tração *versus* deslizamento das barras de 16 mm



**Fonte:** Autor (2025)



No caso das barras com diâmetros de 16 mm da categoria CA-50, conforme mostrado na Figura 64, apenas um corpo de prova apresentou ruptura por fendilhamento, enquanto os outros dois corpos de prova apresentaram ruptura por arrancamento das barras do concreto C1. Todas essas barras superaram a força de tração a partir qual pode-se iniciar o fenômeno de escoamento do aço, nesse caso  $F_y \geq 100,55$  kN.

**Figura 64**-Corpos de prova com aço CA-50 barras de 16 mm



Fonte: Autor (2025)

Na Figura 65 são mostradas as imagens com detalhes sobre o processo de ruptura por fendilhamento do corpo de prova CP1.

**Figura 65** - Detalhes do corpo de prova CP1 Ø 16 mm com aço CA-50



C1CA50-16CP1 Ruptura por fendilhamento do concreto

Fonte: Autor (2025)



Todas as barras com diâmetro de 16 mm da categoria CA-70 (Figura 66) sofreram ruptura por fendilhamento do concreto.

**Figura 66-** Corpos de prova CA-70 barras de 16 mm



**Fonte:** Autor (2025)

A força de tração média das barras de aço com diâmetro de 16 mm de aço CA-70 foi 103,86 kN, valor 26,22% inferior a força acima da qual poderia se iniciar o processo de escoamento,  $F_y \geq 140,77$  kN.

O fato de ter ocorrido ruptura por fendilhamento em todos os corpos de prova com barras de 16 mm de aço CA-70, e essas estivessem submetidas as forças de tração muito menores que as provocariam o escoamento do aço, enquanto todas as barras de mesmo diâmetro da categoria CA-50 estavam tracionadas por forças bastante superiores a força de referência que provoca escoamento nos aços dessa categoria, com tensões de aderência mais altas e a maioria dos exemplares apresentaram ruptura por arrancamento, talvez pudesse ser explicado parcialmente pela teoria da análise de aderência local (em pequenas partes da interface entre os dois materiais sujeitas a grandes concentrações de tensões) definida por Nielsen (1984), através dos deslocamentos e das deformações sofridas no concreto e na barra de aço. Na Figura 67 é

mostrado esquematicamente uma região com grande concentração de tensões em torno da nervura, que é pressionada pela resultante das tensões de compressão diagonais do concreto, representadas pelas linhas paralelas tracejadas.

**Figura 67-** Região de concentração de tensões sobre as nervuras



**Fonte:** Adaptada de Leonhardt e Mönnig (1977)

Como as barras de aço CA-50 possivelmente atingiram a tensão de limite de escoamento, é provável que as partes superiores das nervuras, que estão sujeitas a grandes concentrações de tensões tenham sofrido deformações paralelamente ao sentido do eixo da barra e iniciado o processo de plastificação. Caso isso ocorra, há uma diminuição nas tensões radiais que causam o efeito de fendilhamento.

Considerando-se a hipótese anterior, o mesmo não aconteceria com as barras de aço CA-70, pois essas estavam com tensões normais de tração muito abaixo do limite de escoamento. Mesmo com regiões de concentração de tensões nas nervuras, essas possivelmente não alcançariam o estado de plastificação e se deformariam bem menos que no aço CA-50, e poderia ocorrer um aumento considerável dos efeitos de fendilhamento, que justificaria esse modo de ruptura dos corpos de prova com aço CA-70, com tensões normais de tração consideravelmente inferiores as experimentadas pelas barras de aço CA-50.

Nesse concreto C1, diferentemente do que ocorreu com corpos de prova com barras de 10 mm e 12,5 mm, que mostraram um padrão de comportamento das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento compatíveis com os modelos teóricos quanto ao formato dessas curvas, os exemplares com barras de 16 mm das duas categorias de aço, apresentaram comportamento divergente, no qual durante os ensaios, ao se atingir as tensões de pico, mantiveram um patamar

com valor praticamente constante com esse valor máximo na medida em que os deslizamentos aumentavam. Mesmo nos corpos de prova, nos quais se verificou a ocorrência de falha por fendilhamento, isso só ocorreu após um valor de deslizamento relativamente grande. Nas barras que sofreram ruptura por arrancamento, não se observou diminuição da tensão de tração na medida que os deslizamentos aumentavam. O comprimento de ancoragem de  $5\phi$  adotado, pode ter sido excessivo e permitiu que as barras de aço CA-50 atingissem o escoamento antes que fosse esgotado a resistência de aderência, conforme argumentou Simplício (2008). Da mesma maneira, nessas barras de 16 mm o cobrimento do concreto é de aproximadamente 9,2 cm, que representa um valor  $5,75\phi$ , que deveria ser suficiente para evitar o fendilhamento, e as barras escorregarem apenas. Pois conforme Orangun *et al.* (1977) e Haddad *et al.* (2008) para um concreto convencional a relação cobrimento/diâmetro que definiria a transição do modo de falha de fendilhamento para arrancamento é 2,5.

#### 4.4.2 Ensaios de arrancamento das barras dos concretos C2 e C3

Foram feitos os ensaios de arrancamento das barras dos 6 corpos de prova (3 barras com diâmetro 10 mm de aço CA-50 e 3 barras com diâmetro 10 mm de aço CA-70) com concreto C3, que foi caracterizado aos 28 dias, com resistência à compressão média de 62,33 MPa e módulo de elasticidade médio de 41,06 MPa. Devido a necessidade de se usar menos aditivo superplastificante e consequentemente aumentar a quantidade de água, resultou em um concreto um pouco menos resistente que o C2, mesmo assim, sendo considerado de alta resistência.

Também foram realizados os ensaios de arrancamento de 6 barras de aço da categoria CA-50 (3 barras  $\phi 12,5$  mm e 3 barras  $\phi 16$  mm) e 6 barras de aço da categoria CA-70 (3 barras  $\phi 12,5$  mm e 3 barras  $\phi 16$  mm) do concreto C2. Esse concreto foi caracterizado aos 28 dias, com resistência à compressão média de 78,22 MPa e módulo de elasticidade médio de 43,23 MPa. Para cada barra (identificadas conforme definido anteriormente em 3.1.2), os resultados de força máxima de tração ( $F_u$ ), força máxima média ( $Med$ ) e desvio padrão ( $D_p$ ) para cada grupo de barras com mesmo diâmetro e categoria de aço, assim como o tipo de ruptura admitida (arrancamento da barra, fendilhamento do concreto ou escoamento do aço), e a informação sobre a ocorrência de escoamento, casos as barras ultrapassem a tensão limite quando tracionadas durante os ensaios de arrancamento estão apresentados na Tabela 17.

**Tabela 17-** Resultados dos ensaios de arrancamento nos concretos C2 e C3

Corpo de prova	Fu (kN)	Med	Dp	Tipo de ruptura
C3CA50-10CP1	39,14	37,26	2,00	arrancamento
C3CA50-10CP2	35,16			arrancamento
C3CA50-10CP3	37,49			arrancamento
C3CA70-10CP1	53,62	50,51	2,76	arrancamento
C3CA70-10CP2	49,58			arrancamento
C3CA70-10CP3	48,34			arrancamento
C2CA50-12CP1	78,65	81,39	2,05	arrancamento*
C2CA50-12CP2	83,58			arrancamento*
C2CA50-12CP3	81,95			arrancamento*
C2CA70-12CP1	97,78	90,84	6,04	arrancamento*
C2CA70-12CP2	86,73			arrancamento*
C2CA70-12CP3	88,01			arrancamento*
C2CA50-16CP1	124,03	134,04	8,67	arrancamento*
C2CA50-16CP2 <sup>(a)</sup>	139,42			fendilhamento*
C2CA50-16CP3	138,66			fendilhamento*
C2CA70-16CP1	171,89	167,74	5,41	fendilhamento*
C2CA70-16CP2	161,62			arrancamento*
C2CA70-16CP3	169,75			arrancamento*

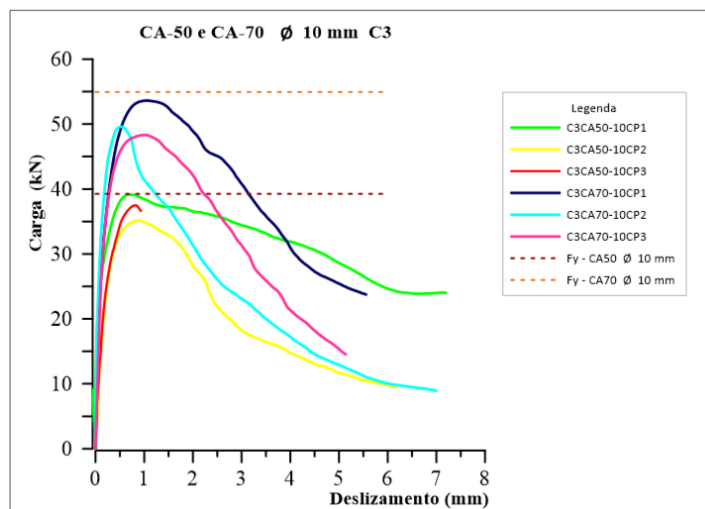
\* Além do modo ruptura também ultrapassaram o valor da tensão de escoamento nominal do aço

(a) os valores de deslocamento foram captados somente até aproximadamente  $\Delta = 0,08243$  mm, porém os valores de força foram registrados normalmente até o final do ensaio.

**Fonte:** Autor (2025)

A força de ruptura média obtida do conjunto de barras com diâmetro de 10 mm da categoria CA-70 apresentou um valor 35,56% maior em relação ao valor médio resultante das barras com esse mesmo diâmetro pertencentes a categoria CA-50. Na Figura 68 são mostradas as curvas de força de arrancamento *versus* deslizamento dessas barras no concreto C3.

**Figura 68-** Força de tração *versus* deslizamento das barras de 10 mm



Fonte: Autor (2025)

Nos ensaios de arrancamento realizados com as barras de aço com diâmetros de 10 mm da categoria CA-50 (Figura 69), todos os corpos de prova sofreram ruptura por arrancamento das barras do concreto C3. Nenhuma das barras tracionadas dessa série alcançou a tensão limite de escoamento.

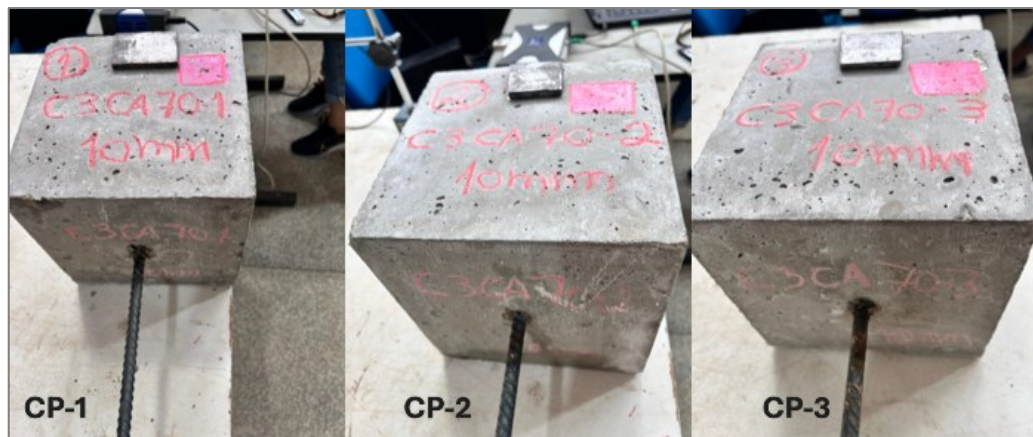
**Figura 69-** Corpos de prova com barras de aço CA-50 de 10 mm



Fonte: Autor (2025)

Nos ensaios com as barras de aço com diâmetros de 10 mm da categoria CA-70, os corpos de prova mostrados na Figura 70, apresentaram ruptura por arrancamento das barras do concreto C3. Nenhuma das barras tracionadas desse grupo atingiu a tensão limite de escoamento.

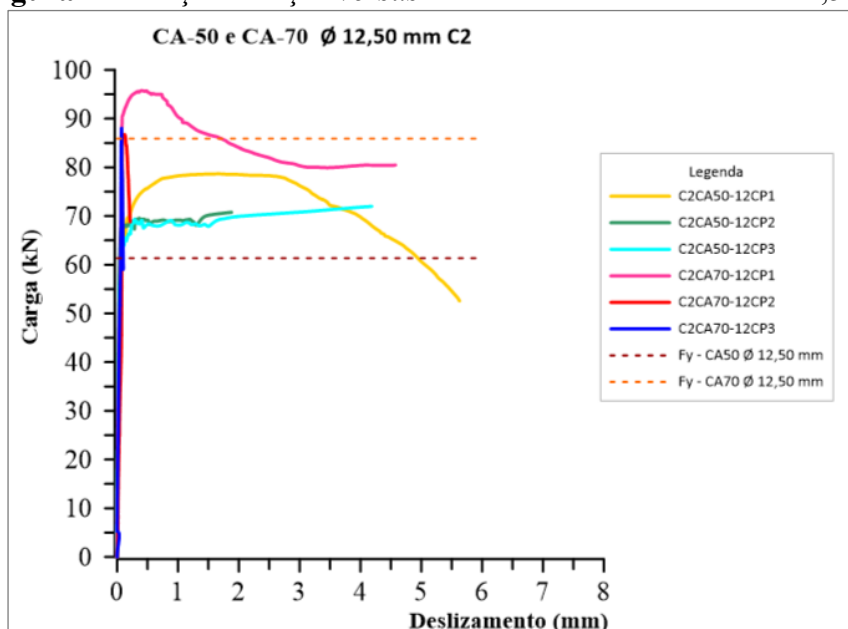
**Figura 70-** Corpos de prova com barras de aço CA-70 de 10 mm



Fonte: Autor (2025)

Os resultados dos ensaios de arrancamento das barras de aço de 12,5 mm de diâmetro da categoria CA-70 obtiveram um valor médio de força máxima 11,61% maior que o valor médio das barras da categoria CA-50 com mesmo diâmetro. Na Figura 71 é exibido o gráfico força de tração *versus* deslizamento dessas barras.

**Figura 71-** Força de tração *versus* deslizamento das barras de 12,5 mm



Fonte: Autor (2025)

Todas as barras de aço com diâmetro de 12,5 mm da categoria CA-50 (Figura 72) apresentaram ruptura por arrancamento do concreto C2. Também, as força de tração em todas as barras desse



grupo ultrapassaram consideravelmente a força a partir da qual pode-se iniciar o escoamento do aço, para essa categoria e diâmetro,  $F_y \geq 61,35$  kN.

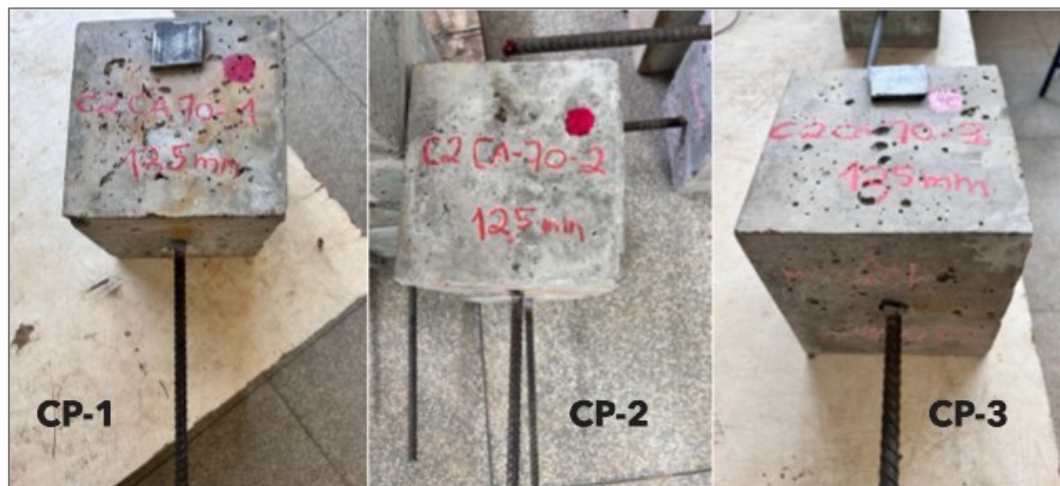
**Figura 72-** Corpos de prova com barras de aço CA-50 de 12,5 mm



Fonte: Autor (2025)

Na figura 73 são mostrados os corpos de prova com aço da categoria CA-70, nos quais todas as barras com de diâmetro 12,5 mm sofreram ruptura por arrancamento do concreto C2. Os corpos de prova CP2 e CP3 ultrapassaram ligeiramente a força a partir da qual pode-se iniciar o escoamento, enquanto o CP1 a superou consideravelmente, para as barras com essas características essa força é  $F_y \geq 85,90$  kN.

**Figura 73-** Corpos de prova com barras de aço CA-70 de 12,5 mm

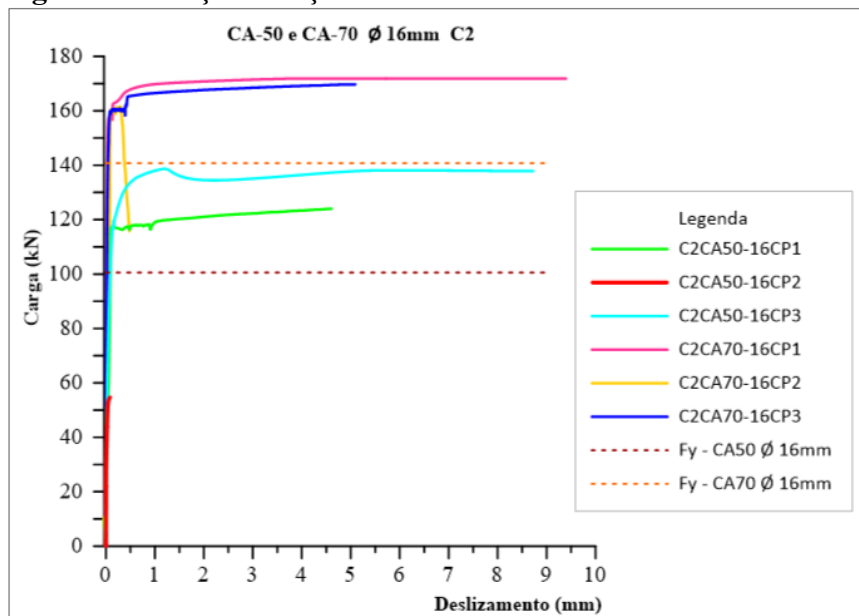


Fonte: Autor (2025)

Os resultados dos ensaios de arrancamento das barras de aço de 16 mm da categoria CA-70 obtiveram um valor médio de força máxima 25,14% maior que as barras da categoria CA-50

com mesmo diâmetro. Na Figura 74 é exibido o gráfico força de ruptura *versus* deslizamento dessas barras.

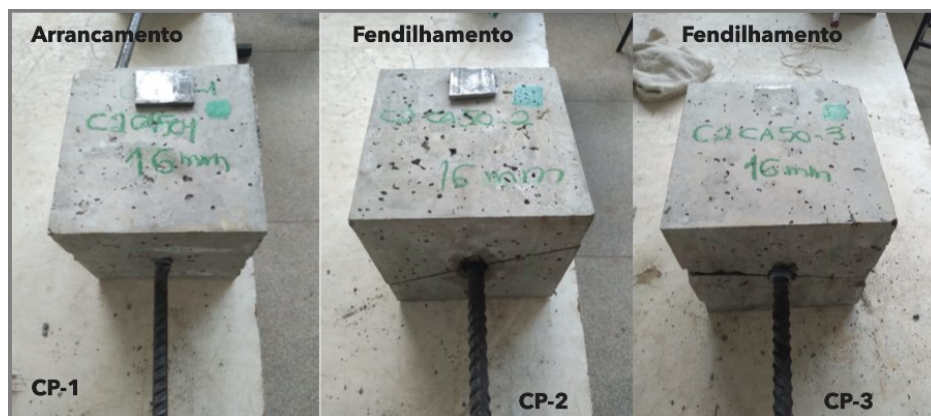
**Figura 74-** Força de tração *versus* deslizamento das barras de 16 mm



Fonte: Autor (2025)

Nos ensaios com as barras de aço com diâmetros de 16 mm da categoria CA-50 (Figura 75), apenas um corpo de prova apresentou ruptura por arrancamento e os outros dois por fendilhamento do concreto C2. Em todas as barras a força máxima de tração excedeu consideravelmente a força a partir da qual pode ter início o processo de escoamento do aço, que para essa categoria e diâmetro é  $F_y \geq 100,55$  kN.

**Figura 75-** Corpos de prova com barras de aço CA-50 de 16 mm

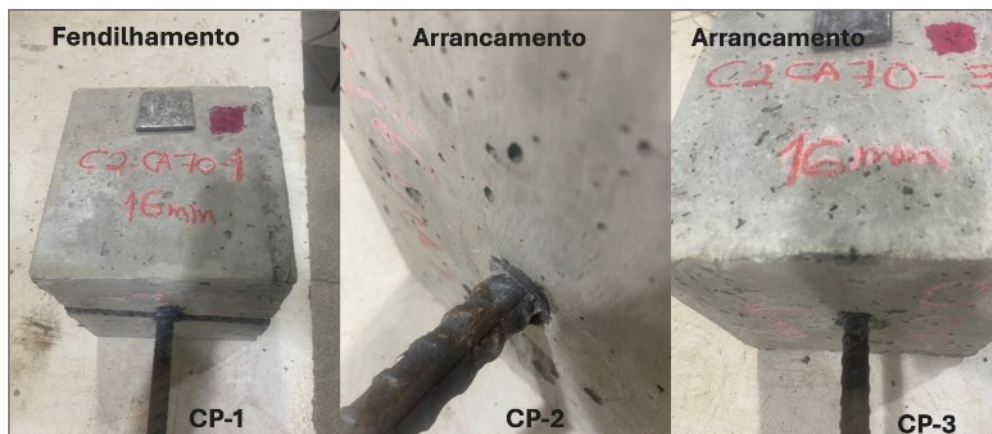


Fonte: Autor (2025)



Nos ensaios com as barras de aço com diâmetros de 16 mm da categoria CA-70 (Figura 76), apenas um corpo de prova apresentou ruptura por fendilhamento, enquanto os outros dois por arrancamento do concreto C2.

**Figura 76-** Corpos de prova com barras de aço CA-70 de 16 mm



Fonte: Autor (2025)

Nesse grupo de corpos de prova, todas as barras foram tracionadas por forças máximas que superam consideravelmente o valor de força a partir da qual pode ocorrer o fenômeno de escoamento do aço, que para as barras da categoria CA-70 com diâmetro de 16 mm é  $F_y \geq 140,77$  kN.

#### 4.5 CURVAS COMPARATIVAS ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E OS MODELOS TEÓRICOS

Neste item são apresentados e discutidos os gráficos e tabelas comparando as curvas médias de tensão de aderência experimental obtidas dos ensaios de arrancamento *versus* curvas teóricas previstas em modelos analíticos. Foram analisadas as formulações propostas por quatro modelos teóricos: Harajli *et al.* (1995), Barbosa (2001), Almeida Filho (2006) e CEB-FIB (2010), para a previsão do comportamento da aderência em ensaios de arrancamento direto de barras de aço das categorias CA-50 e CA-70, embora nenhum deles contenham parâmetros ou restrições específicas relacionadas à tensão de resistência ao escoamento de cada categoria. Alguns dos modelos considerados são específicos para concretos de determinadas classes de resistência, com ou sem a presença de fibras metálicas. É importante ressaltar que as

especificações geométricas e parâmetros definidos nesses modelos não são as mesmas presentes neste trabalho, exceto os valores de resistência à compressão do concreto que também foram aferidas aos 28 dias. As dimensões dos corpos de prova de concreto, comprimento e diâmetro das barras, comprimento de ancoragem, direção da concretagem, dentre outros, foram adotados conforme BS-EN 10080 (2005).

O modelo CEB-FIB (2010) é um dos modelos mais abrangentes e aceitos globalmente, pode ser aplicado a uma vasta gama de resistências do concreto. É baseado nos conceitos propostos por Eligehausen *et al.* (1983). Neste modelo, tanto para ruptura por arrancamento ou por fendilhamento, os principais parâmetros são: condições de aderência (conforme a posição da barra no interior do concreto), resistência à compressão do concreto, diâmetro da barra e espaçamento entre as nervuras.

O modelo de Harajli *et al.* (1995) é baseado também nos trabalhos de Eligehausen *et al.* (1983). É aplicável a concretos com resistência entre 36 MPa e 81 MPa com adição de fibras, sendo que a consideração dessas é feita apenas por meio da resistência à compressão do concreto. Os principais parâmetros são o espaçamento entre as nervuras e resistência do concreto.

No modelo de Barbosa (2001) existem diferentes expressões analíticas para os trechos pré-pico da curva, conforme os concretos sejam convencionais ou de alta resistência. Os principais parâmetros são o diâmetro da barra e resistência do concreto.

Por fim, o modelo de Almeida Filho (2006) que foi desenvolvido a partir de uma extensa investigação experimental, oferece expressões matemáticas específicas para concretos convencionais e de alta resistência em função dos diâmetros. O autor concluiu que o concreto autoadensável não apresenta diferenças significativas nas características relacionadas a aderência que ocorre no concreto convencional, apenas com vantagem da trabalhabilidade no estado fresco.

Além disso, Reyes (2009) chegou à conclusão de que os ensaios de arrancamento, sob ações monotônicas no concreto autoadensável e no concreto autoadensável com adição de fibras apresentam comportamento similar ao concreto convencional.

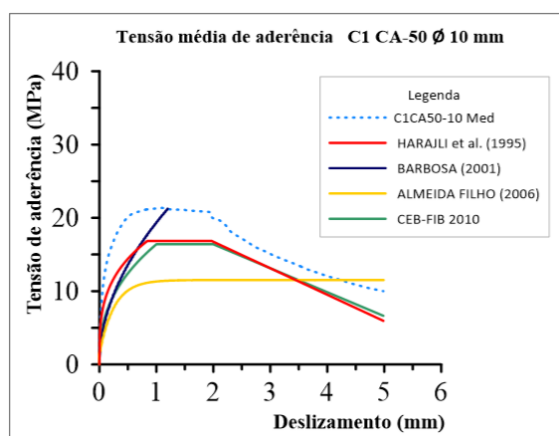
#### 4.5.1 Corpos de prova com concreto C1

##### 4.5.1.1 Barras com diâmetro de 10 mm (C1)

Admitindo-se que todo o comprimento aderente (5,0 cm, 6,25 cm ou 8,0 cm, conforme o diâmetro de cada barra), transfere a tensão para o concreto, calculou-se a tensão média de aderência, pela equação (5). A partir das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento de cada corpo de prova de um mesmo conjunto (tipo de concreto, diâmetro da barra e categoria do aço), foram definidas as curvas médias de tensão de aderência *versus* deslizamento para cada um desses conjuntos (corpos de prova com resultados válidos e mesmo modo de ruptura).

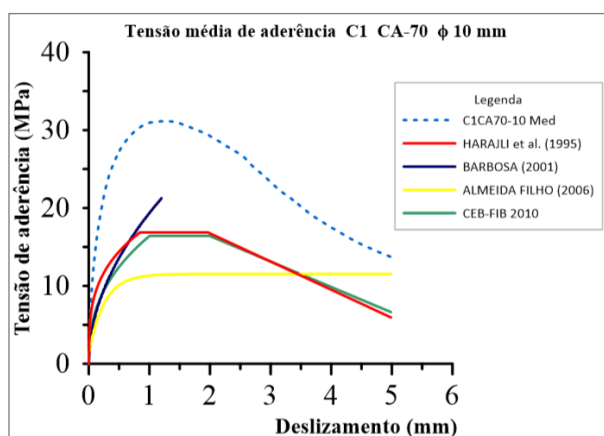
Na Figura 77 é mostrada a curva média de tensão de aderência dos três corpos de prova com barras de diâmetro de 10 mm do aço CA-50 (C1CA50-10 Med) e na Figura 78 é mostrada a curva média de tensão de aderência dos três corpos de prova com barras de diâmetro de 10 mm do aço CA-70 (C1CA70-10 Med), moldados com concreto C1, em comparação com as curvas dos modelos teóricos.

**Figura 77-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 10 mm de aço CA-50



Fonte: Autor (2025)

**Figura 78-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 10 mm de aço CA-70



Fonte: Autor (2025)

Os parâmetros para determinação da tensão de aderência máxima ou outros valores em trechos específicos das curvas, embora sejam parecidos em alguns modelos teóricos, não são

exatamente compatíveis para serem equiparados de maneira direta. Em todos esses modelos teóricos, os parâmetros principais estão relacionados a resistência à compressão do concreto (através de funções que relacionam essa resistência em forma de valores nominais específicos ou por classes de resistência), diâmetros das barras, espaçamento entre nervuras, presença de armadura de confinamento ou tipo de ruptura, nenhum deles leva em consideração a resistência a tração e as tensões normais nas barras de aço.

Conforme citado anteriormente em 2.2.4, segundo Leonhardt e Mönning (1977), a partir da curva de aderência, define-se o valor de referência da resistência ( $\tau_{1R}$ ), sendo a tensão de aderência para a qual ocorre um deslocamento da extremidade livre da barra, no valor de 0,1 mm. Mesmo esses autores não tendo elaborado um modelo teórico para previsão das curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento, eles afirmaram, que na realidade, a resistência de aderência efetiva ocorre até valores de deslizamento que atingem  $\Delta = 1,0$  mm. Nas análises quantitativas entre os modelos teóricos e as curvas experimentais serão comparados os valores de tensão de aderência relativos aos deslizamentos 0,1 mm, 1,0 mm e  $\delta_{m\acute{a}x}$  (deslizamento que ocorre quando a aderência é máxima). Os valores comparativos entre a tensão média de aderência obtida experimentalmente e os valores correspondentes aos mesmos deslizamentos nos modelos teóricos estão apresentados na Tabela 18.

**Tabela 18-** Valores de tensão média de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e os previstos nos modelos teóricos para corpos de prova com barras de 10 mm de aços CA-50 e CA-70

Corpo de prova	Modelo	$\tau_{b,\delta=0,1}$ (MPa)	$\tau_{b,\delta=1,0}$ (MPa)	$\tau_{b,ult,\delta m\acute{a}x}$ (MPa)
C1CA50-10 Med	Experimental	12,99	21,30	21,36 (1,08 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	8,86	16,86	16,86 (0,84 mm)
	Barbosa (2001)	5,95	19,31	21,26 (1,20 mm)
	Almeida Filho (2006)	2,64	11,32	11,52 (1,86 mm)
	CEB-FIB (2010)	6,53	16,42	16,42 (1,0 mm)
C1CA70-10 Med	Experimental	14,05	30,94	31,15 (1,17 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	8,86	16,86	16,86 (0,84 mm)
	Barbosa (2001)	5,95	19,31	21,26 (1,20 mm)
	Almeida Filho (2006)	2,64	11,32	11,52 (1,86 mm)
	CEB-FIB (2010)	6,53	16,42	16,42 (1,00 mm)

Fonte: Autor (2025)

Como os modelos teóricos de Harajli (1995) e CEB-FIB (2010) consideram apenas as características geométricas das barras e a resistência à compressão do concreto, os corpos de prova com barras de aço de diâmetro de 10 mm no aços CA-50 e CA-70 apresentam os mesmos

valores de cada um dos três parâmetros nas duas categorias. Os modelos de Barbosa (2001) e Almeida Filho (2006), somente consideram os valores dos diâmetros e as classes de resistência do concreto (convencional ou alta resistência), também, resultam em valores idênticos para cada um dos parâmetros nas duas categorias de aço que são de mesmo diâmetro em cada modelo.

As curvas médias de aderência experimentais apresentaram valores consideravelmente superiores em todos os parâmetros comparativamente as curvas teóricas. Entre todos os modelos teóricos, Almeida Filho (2006), apresentou as maiores discrepâncias em relação a curva média experimental C1CA70-10 Med nos três parâmetros avaliados, apresentando um valor 66,98% menor para a tensão de aderência referente ao deslizamento  $\delta = 0,1$  mm, 63,41% menor que a tensão aderente quando o deslizamento é  $\delta = 1,0$  mm e 63,20% menor que a tensão de aderência última. Em relação a curva experimental C1CA50-10 Med, o modelo de Almeida Filho, também apresentou valores com maior divergência nos três parâmetros avaliados, sendo 64,28% inferior a tensão de aderência relativa ao deslizamento  $\delta = 0,1$  mm, 46,85 % inferior quando o deslizamento é  $\delta = 1,0$  mm e 46,07% menor que a tensão de aderência última.

Na curva proposta por Harajli *et al.* (1995), para barras de aço com diâmetro de 10 mm, o valor da tensão de aderência máxima ( $\tau_{bult, \delta_{máx}}$ ) é atingido antes que o deslizamento alcance 1,0 mm. No modelo do CEB-FIB (2010) a tensão máxima é alcançada exatamente quando o deslizamento chega a 1,0 mm. Esses dois modelos foram formulados com base nos trabalhos de Eligehausen *et al.* (1983), portanto apresentam valores próximos para os mesmos parâmetros analisados, no caso da tensão última de aderência, Harajli *et al.* (1995) prevê o valor de 16,86 MPa, enquanto no modelo CEB-FIB (2010) resulta em 16,42 MPa.

Em relação aos valores de tensão máxima, o modelo que mais se aproximou dos valores experimentais foi Barbosa (2001), tendo uma diferença de apenas 0,47% menor que o valor experimental obtido na curva média C1CA50-10 Med, já em relação a curva média C1CA70-10 Med, esse modelo teórico apresentou um valor 31,43% menor.

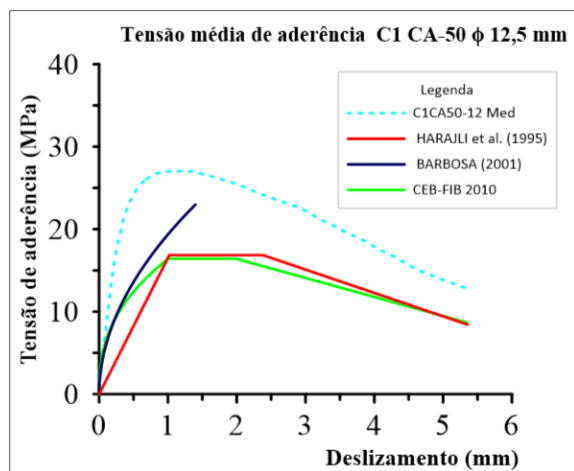
Quando se comparam os valores de tensão de aderência referentes aos parâmetros com deslizamentos  $\delta = 0,1$  mm e  $\delta = 1,0$  mm, entre as duas curvas experimentais, a média dos corpos de prova com barras de aço alta resistência (C1CA70-10 Med), resultaram respectivamente em

valores 8,16% e 42,26% superiores à média dos corpos de prova com barras de aço convencional (C1CA50-10 Med). Em relação ao valor de tensão de aderência máxima, a curva média com aço CA-70 apresentou valor 45,83% acima do valor com aço CA-50. Nenhum dos corpos de prova com barras com diâmetro de 10 mm das categorias CA-50 e CA-70 alcançaram a tensão de escoamento do aço durante os ensaios de arrancamento.

#### 4.5.1.2 Barras com diâmetro de 12,5 mm (C1)

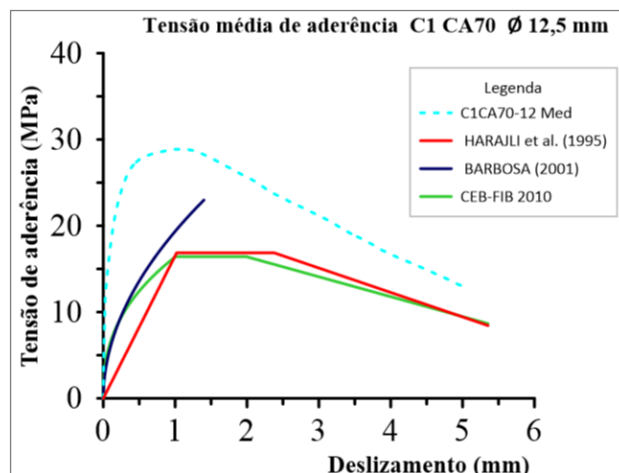
Na Figura 79 é mostrada a curva média de tensão de aderência dos dois corpos de prova com barras de diâmetro de 12,5 mm de aço CA-50 (C1CA50-12 Med) e na Figura 80 é mostrada a curva média de tensão de aderência dos três corpos de prova com barras de diâmetro de 12,5 mm de aço CA-70 (C1CA70-12 Med), comparativamente as curvas dos modelos teóricos.

**Figura 79-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 12,5 mm de aço CA-50



Fonte: Autor (2025)

**Figura 80-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 12,5 mm de aço CA-70



Fonte: Autor (2025)

As curvas teóricas do modelo de Almeida Filho (2006), foram formuladas apenas para barras com diâmetros de 10 mm e 16 mm. No concreto C1, todos os corpos de prova com barras de 12,5 mm de aço CA-50 ultrapassaram a tensão limite de escoamento, enquanto nenhum corpo de prova com barras desse mesmo diâmetro da categoria CA-70 alcançou esse limite. Os valores comparativos entre a tensão média de aderência obtida experimentalmente e os valores

correspondentes aos mesmos deslizamentos nos outros modelos teóricos estão apresentados na Tabela 19.

**Tabela 19**-Valores de tensão média de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e os previstos nos modelos teóricos em corpos de prova com barras de 12,5 mm de aço CA-50 e CA-70

Corpo de prova	Modelo	$\tau_{b,\delta=0,1}$ (MPa)	$\tau_{b,\delta=1,0}$ (MPa)	$\tau_{b,ult,\delta_{m\acute{a}x}}$ (MPa)
C1CA50-12 Med	Experimental	8,07	26,98	27,04 (1,15 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	3,66	16,56	16,86 (1,02 mm)
	Barbosa (2001)	5,98	19,40	22,99 (1,41 mm)
	Almeida Filho (2006)	-	-	-
	CEB-FIB (2010)	6,53	16,42	16,42 (1,0 mm)
C1CA70-12 Med	Experimental	17,68	28,85	28,88 (1,05 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	3,66	16,56	16,86 (1,02 mm)
	Barbosa (2001)	5,98	19,40	22,99 (1,41 mm)
	Almeida Filho (2006)	-	-	-
	CEB-FIB (2010)	6,53	16,42	16,42 (1,00 mm)

**Fonte:** Autor (2025)

Assim como nos corpos de prova com barras de 10 mm, os que foram confeccionados com barras de 12,5 mm, também apresentam curvas teóricas idênticas dentro de cada modelo para os aços da categoria CA-50 e CA-70 com mesmo diâmetro e resistência à compressão do concreto.

A curvas médias de aderência experimentais apresentaram valores consideravelmente superiores em todos os parâmetros em relação as curvas teóricas. Nas maiores diferenças observadas comparativamente, a curva experimental C1CA70-12 Med apresentou um resultado que é 90,61% superior ao valor de tensão de aderência para o deslizamento  $\delta = 0,1$  mm em relação a curva de Harajli *et al.* (1995), um valor maior 43,05% para o deslizamento  $\delta = 1,0$  mm em relação ao modelo CEB-FIB (2010) e tensão de aderência máxima 41,62% superior a esse último modelo.

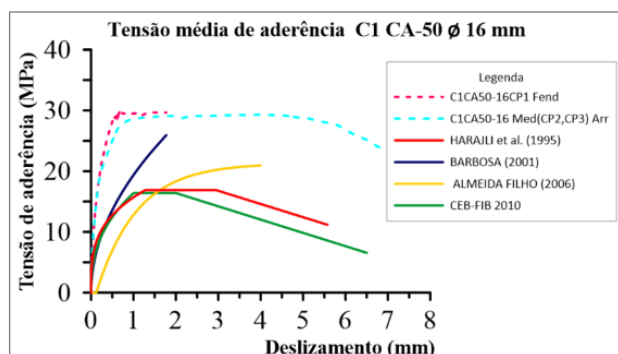
Quando se comparam os valores de tensão de aderência referentes aos parâmetros com deslizamentos  $\delta = 0,1$  mm e  $\delta = 1,0$  mm, entre as duas curvas experimentais, a média dos corpos de prova com barras de aço alta resistência (C1CA70-12 Med), resultaram respectivamente em valores 54,35% e 6,48% superiores à média dos corpos de prova com barras de aço convencional (C1CA50-12 Med). Quanto ao valor de tensão de aderência máxima, a média dos corpos de prova com aço da categoria CA-70 foi 6,80% maior em relação ao CA-50.

#### 4.5.1.3 Barras com diâmetro de 16 mm (C1)

Nos ensaios de arrancamento das barras de aço CA-50 com diâmetro de 16 mm do concreto C1, todas as barras ultrapassaram a tensão limite de escoamento, sendo que um corpo de prova sofreu ruptura por fendilhamento e os outros dois por arrancamento. Na Figura 81 é mostrada comparativamente aos modelos teóricos, a curva tensão de aderência do exemplar que sofreu fendilhamento C1CA50-16CP1-Fend, e a curva média de tensão de aderência dos dois exemplares que romperam por arrancamento C1CA50-16Med(CP2,CP3)-Arr.

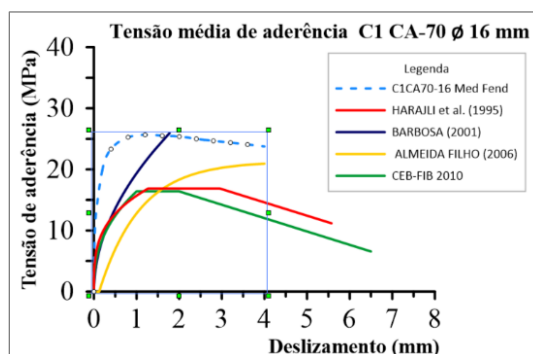
Nesse mesmo tipo de concreto, todos os corpos de prova com barras de aço CA-70 com 16 mm de diâmetro apresentaram modo de ruptura por fendilhamento e não atingiram o escoamento. Na Figura 82 é mostrada a curva média de tensão de aderência desses três exemplares C1CA70-16Med-Fend, em comparação com as curvas dos modelos teóricos.

**Figura 81-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 16 mm de aço CA-50



Fonte: Autor (2025)

**Figura 82-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 16 mm de aço CA-70



Fonte: Autor (2025)

Todos os corpos de prova com aço CA-50, independente do modo de ruptura, apresentaram curvas com parâmetros superiores aos estabelecidos no modelos teóricos. A curva média de tensão de aderência experimental com aço CA-70 apresentou valores superiores aos previstos nos modelos de Harajli *et al.*(1995), Almeida Filho (2006) e CEB-FIB (2010) e valor de tensão de aderência máxima praticamente idêntico ao modelo de Barbosa (2001). Os valores comparativos entre as tensões médias de aderência obtidas experimentalmente e os valores



correspondentes aos mesmos deslizamentos prescritos nos modelos teóricos estão apresentados na Tabela 20.

**Tabela 20-** Valores de tensão média de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e os previstos nos modelos teóricos em corpos de prova com barras de 16 mm de aços CA-50 e CA-70

Corpo de	Modelo	$\tau_{b,\delta=0,1}$ (MPa)	$\tau_{b,\delta=1,0}$ (MPa)	$\tau_{b,ult,\delta máx}$ (MPa)
C1CA50-16	Experimental CP1-Fend	13,45	29,51	29,89 (1,59 mm)
	Experimental (CP2,CP3)-Arr	13,36	28,65	29,30 (3,61 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	7,87	15,70	16,86 (1,27 mm)
	Barbosa (2001)	2,98	19,36	25,95 (1,78 mm)
	Almeida Filho (2006)	3,31	12,81	20,94 (3,98 mm)
	CEB-FIB (2010)	7,45	15,28	15,28 (1,0 mm) 8,57*
C1CA70-16	Experimental	16,32	25,14	25,97 (1,08 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	7,87	15,70	16,86 (1,27 mm)
	Barbosa (2001)	2,98	19,36	25,95 (1,78 mm)
	Almeida Filho (2006)	3,31	12,81	20,94 (3,98 mm)
	CEB-FIB (2010)	7,45	15,28	15,28 (1,0 mm) 8,57*

\*  $\tau_{bu,split}$  = tensão de aderência última do modelo CEB-FIB (2010) quando o modo de ruptura for fendilhamento

**Fonte:** Autor (2025)

O corpo de prova C1CA50-16CP1 que sofreu ruptura por fendilhamento atingiu a tensão de aderência máxima no valor de 29,89 MPa, sendo que a tensão prevista para esse tipo de ruptura no modelo CEB-FIB (2010) é 8,57 MPa, resultando em um valor praticamente três vezes maior que o previsto teoricamente.

A curva média de tensão de aderência C1CA70-16 Med dos três corpos de prova que sofrem ruptura por fendilhamento, alcançou o valor máximo de 25,97 MPa, enquanto a tensão para esse modo de ruptura prevista no modelo CEB-FIB (2010) é de 8,57 MPa, apresentando um valor 2,63 vezes maior que o indicado teoricamente no modelo.

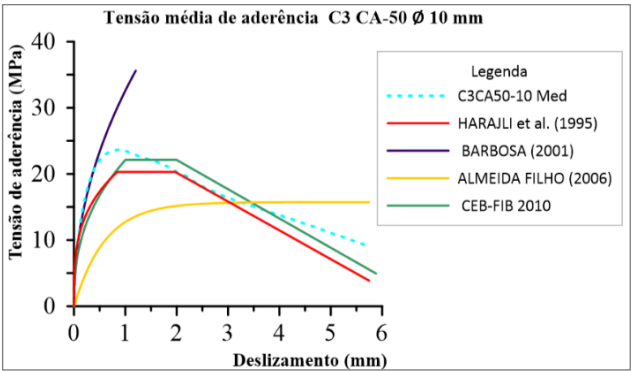
#### 4.5.2 Corpos de prova com concretos C2 e C3

##### 4.5.2.1 Barras com diâmetro de 10 mm (C3)

Na Figura 83 é mostrada a curva média de tensão de aderência dos três corpos de prova com barras de diâmetro de 10 mm do aço CA-50 (C3CA50-10 Med) e na Figura 84 é mostrada a

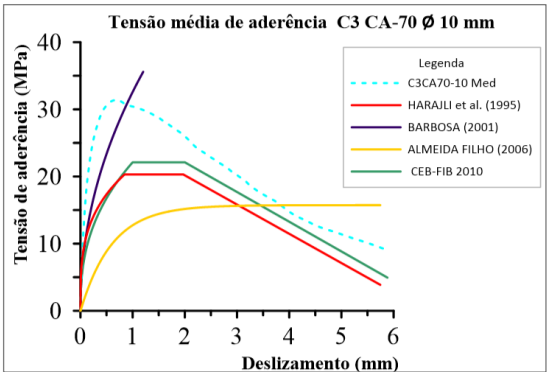
curva média de tensão de aderência dos três corpos de prova com barras de diâmetro de 10 mm do aço CA-70 (C3CA70-10 Med) em comparação com as curvas dos modelos teóricos.

**Figura 83-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 10 mm de aço CA-50



Fonte: Autor (2025)

**Figura 84-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 10 mm de aço CA-70



Fonte: Autor (2025)

Durante os ensaios de arrancamento, todos os corpos de prova sofreram ruptura por arrancamento. Nenhum dos exemplares moldados utilizando o concreto C3 com barras de aço CA-50 e CA-70 com diâmetro de 10 mm, atingiram a tensão limite de escoamento, conforme cada categoria. Os valores comparativos entre as tensões médias de aderência obtidas experimentalmente e os valores correspondentes aos mesmos deslizamentos prescritos nos modelos teóricos estão apresentados na Tabela 21.

**Tabela 21-** Valores de tensão média de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e os previstos nos modelos teóricos para corpos de prova com barras de 10 mm de aços CA-50 e CA-70

Corpo de prova	Modelo	$\tau_{b,\delta=0,1}$ (MPa)	$\tau_{b,\delta=1,0}$ (MPa)	$\tau_{b,ult,\delta_{m\acute{a}x}}$ (MPa)
C3CA50-10 Med	Experimental	11,27	23,47	23,64 (0,89 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	10,73	20,29	20,29 (0,84 mm)
	Barbosa (2001)	10,83	32,59	35,59 (1,20 mm)
	Almeida Filho (2006)	2,83	12,74	15,73 (5,0 mm)
	CEB-FIB (2010)	8,83	22,11	22,11 (1,0 mm)
C3CA70-10 Med	Experimental	17,34	30,41	31,43 (0,73 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	10,73	20,29	20,29 (0,84 mm)
	Barbosa (2001)	10,83	32,59	35,59 (1,20 mm)
	Almeida Filho (2006)	2,83	12,74	15,73 (5,0 mm)
	CEB-FIB (2010)	8,83	22,11	22,11 (1,0 mm)

**Fonte:** Autor (2025)

A curva média de tensão de aderência das barras de 10 mm da categoria CA-50 apresentou parâmetros praticamente idênticos em todos os trechos previstos nos modelos de Harajli *et al.* (1995) e CEB-FIB (2010), valores razoavelmente superiores ao modelo de Almeida Filho (2006) até o deslizamento de 3,5 mm. O valor de tensão máxima experimental foi bastante inferior (33,58% menor), que o valor estimado no modelo de Barbosa (2001).

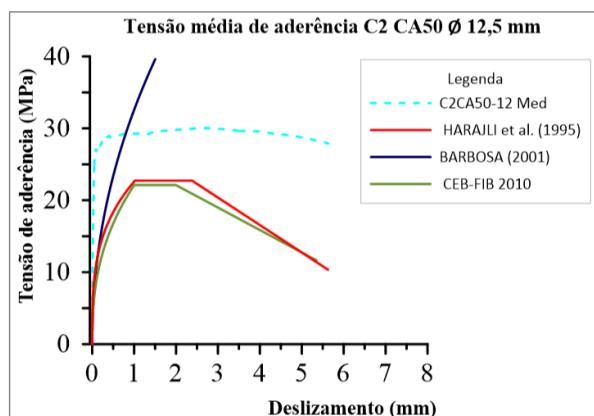
A curva média de tensão de aderência das barras de aço CA-70 com diâmetro de 10 mm apresentou valores consideravelmente superiores aos previstos no modelos de Harajli *et al.* (1995) e CEB-FIB (2010), e superiores ao modelo de Almeida Filho (2006) até o deslizamento de 3,8 mm. Em relação a tensão máxima, o valor obtido experimentalmente foi razoavelmente inferior (11,93% menor), que o valor previsto no modelo de Barbosa (2001).

Quando se comparam os valores de tensão de aderência referentes aos parâmetros com deslizamentos  $\delta = 0,1$  mm e  $\delta = 1,0$  mm, entre as duas curvas experimentais, a média dos corpos de prova com barras de aço de alta resistência (C3CA70-10 Med), resultaram respectivamente em valores 53,86% e 29,57% superiores à média dos corpos de prova com barras de aço convencional (C3CA50-10 Med). A tensão máxima de aderência da curva média das barras com o aço CA-70 foi 35,56 % maior em relação ao valor da curva média das barras com aço da categoria CA-50, enquanto o deslizamento em que ocorreu esse valor máximo para o primeiro tipo de aço foi de 0,73 mm, no segundo tipo o valor de deslizamento referente a máxima aderência foi 0,89 mm.

#### 4.5.2.2 Barras com diâmetro de 12,5 mm (C2)

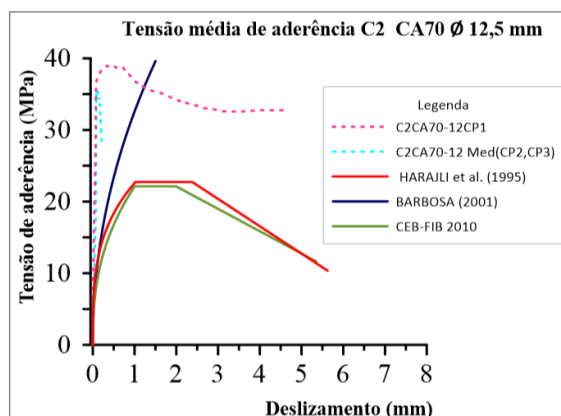
Na Figura 85 é mostrada a curva média de tensão de aderência dos três corpos de prova com barras de diâmetro de 12,5 mm com aço CA-50 (C2CA50-12 Med) e na Figura 86 são mostradas a curva média de tensão de aderência de dois corpos de prova (C2CA70-12 Med-CP2,CP3) com barras de diâmetro de 12,5 mm de aço CA-70, que apresentaram comportamento similar, e a curva isolada do exemplar (C2CA70-12CP1), comparativamente as curvas dos modelos teóricos.

**Figura 85-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 12,5 mm de aço CA-50



Fonte: Autor (2025)

**Figura 86-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 12,5 mm de aço CA-70



Fonte: Autor (2025)

Todos os corpos de prova com barras de aço CA-50 com o diâmetro de 12,5 mm moldados com concreto C2 apresentaram falha por arrancamento. Todas essas barras tracionadas durante os ensaios ultrapassaram o valor da tensão limite de escoamento. Além disso, apresentaram curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento com comportamento bastante similar entre si, como formatos em trechos específicos e valores de tensão aderente para pontos de deslizamento comum, inclusive com o deslizamento último, tendo valores um pouco maiores que 4,0 mm.

Os corpos de prova moldados com concreto C2 contendo as barras de aço CA-70 com o diâmetro de 12,5 mm, embora tenham apresentado o mesmo modo de falha, que ocorreu por

arrancamento, demonstraram comportamentos divergentes, tanto referente as formas das curvas, quanto aos valores específicos de deslizamentos e as respectivas tensões de aderência.

O exemplar C2CA70-12CP1 ultrapassou consideravelmente o limite de escoamento e apresentou uma curva de tensão de aderência *versus* deslizamento típica ao modo de falha por arrancamento, com deslizamento último superior a 4,0 mm.

Os outros dois exemplares, CP2 e CP3, dessa série com aço CA-70 apresentaram comportamento bastante similar entre si, apenas ultrapassaram ligeiramente a tensão de escoamento, com pequeno deslizamento e queda acentuada no trecho pós-pico, depois que as tensões aderentes máximas foram alcançadas. Na tabela 22 são mostrados comparativamente os valores de parâmetros nas curvas experimentais e nos modelos teóricos em relação a deslizamentos específicos conforme definido anteriormente.

**Tabela 22**-Valores de tensão média de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e os previstos nos modelos teóricos em corpos de prova com barras de 12,5 mm de aços CA-50 e CA-70

Corpo de prova	Modelo	$\tau_{b,\delta=0,1}$ (MPa)	$\tau_{b,\delta=1,0}$ (MPa)	$\tau_{b,ult,\delta_{m\acute{a}x}}$ (MPa)
C2CA50-12 Med	Experimental	26,98	29,26	30,05 (2,7 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	11,36	22,62	22,73 (1,02 mm)
	Barbosa (2001)	10,84	32,63	39,63 (1,51 mm)
	Almeida Filho (2006)	-	-	-
	CEB-FIB (2010)	8,80	22,12	22,12 (1,0 mm)
C2CA70-12	Experimental CP1	37,02	36,81	39,01 (0,41 mm)
	Experimental (CP2,CP3)	35,12	-	35,33 (0,12 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	11,36	22,62	22,73 (1,02 mm)
	Barbosa (2001)	10,84	32,63	39,63 (1,51 mm)
	Almeida Filho (2006)	-	-	-
	CEB-FIB (2010)	8,80	22,12	22,12 (1,0 mm)

**Fonte:** Autor (2025)

A curva média de tensão de aderência C2CA50-12 Med apresentou valores expressivamente superiores aos modelos de Harajli *et al.* (1995) e CEB-FIB (2010) referentes aos três parâmetros avaliados, já em relação ao modelo de Barbosa (2001) a curva experimental com as barras de aço CA-50 superou consideravelmente o valor tensão de aderência correspondente ao deslizamento de 0,1 mm, valor similar quando o deslizamento foi de 1,0 mm e obteve um valor inferior em 24,17% comparativamente a tensão máxima de aderência. Esse valor máximo de tensão aderente ocorreu quando o deslizamento foi de 2,74 mm.

Com os corpos de prova com aço da categoria CA-70, o exemplar C2CA70-12CP1 obteve valores bastante superiores aos previstos nas curvas teóricas de Harajli *et al.* (1995) e CEB-FIB (2010) referentes as tensões de aderência quanto aos três parâmetros analisados. Esse corpo de prova também superou consideravelmente os valores de tensão de aderência previstos no modelo de Barbosa (2001) referentes aos deslizamentos de 0,1 e 1,0 mm, e a tensão máxima experimental que foi atingida com deslizamento de 0,41 mm, o valor foi apenas 1,56% menor que o valor teórico. O deslizamento dessa barra ocorreu até próximo de deslizamento de 5,0 mm.

A curva média de tensão de aderência dos dois outros exemplares com aço CA-70 (C2CA70-12 Med-CP2,CP3), apesar de apresentar valor consideravelmente maior de tensão referente ao deslizamento de 0,1 mm, em relação aos três modelos e valor bastante superior de tensão máxima comparativamente aos previstos por Harajli *et al.* (1995) e pelo CEB-FIB (2010), e praticamente idêntico ao modelo de Barbosa (2001), após o pico a tensão diminuiu rapidamente, sendo que o deslizamento máximo observado foi apenas 0,12 mm.

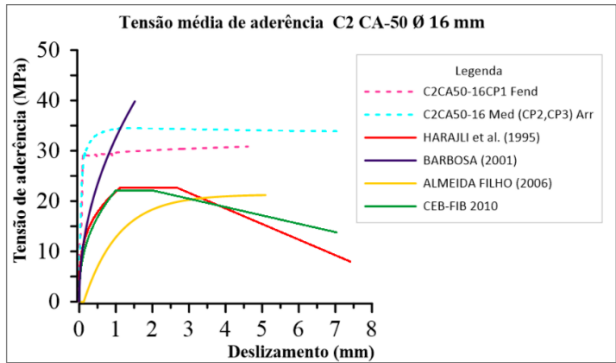
#### 4.5.2.3 Barras com diâmetro de 16 mm (C2)

Nos ensaios de arrancamento das barras de aço CA-50 com diâmetro de 16 mm do concreto C2, todas as barras ultrapassaram consideravelmente a tensão limite de escoamento, sendo que um corpo de prova sofreu ruptura por arrancamento e os outros dois por fendilhamento. Na Figura 87 são mostradas comparativamente aos modelos teóricos, a curva tensão de aderência do exemplar que sofreu arrancamento C2CA50-16CP1-Arr, e a curva média de tensão de aderência dos dois exemplares que tiveram ruptura por fendilhamento C2CA50-16Med(CP2,CP3)-Fend.

Nesse mesmo tipo de concreto, todos os corpos de prova com barras de aço CA-70 com 16 mm de diâmetro, também ultrapassaram consideravelmente o limite de escoamento. Um exemplar sofreu ruptura por fendilhamento (CP1), Embora os outros dois tenham sofrido ruptura por arrancamento (CP2 e CP3), apresentaram comportamentos distintos entre si quanto ao prolongamento da curva. O corpo de prova CP2 atingiu praticamente a mesma tensão máxima que o CP3, porém após o pico, o valor da tensão diminuiu bruscamente em um curto intervalo de deslizamento. Já o corpo de prova CP3 apresentou um longo patamar com manutenção

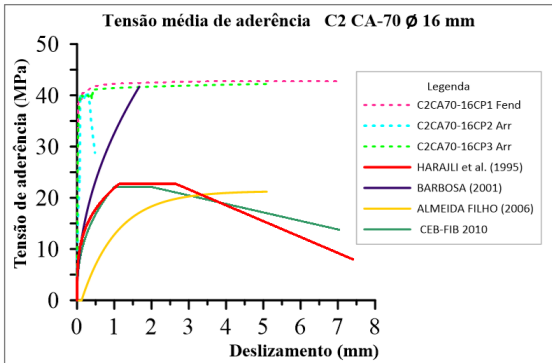
praticamente constante do valor de tensão máxima. Na Figura 88 são mostradas separadamente as curvas de cada um desses corpos de prova, comparativamente aos modelos teóricos.

**Figura 87** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 16 mm de aço CA-50



Fonte: Autor (2025)

**Figura 88-** Tensão de aderência *versus* deslizamento: curvas de modelos teóricos e experimental das barras com diâmetro de 16 mm de aço CA-70



Fonte: Autor (2025)

Os valores comparativos entre as tensões médias de aderência obtidas experimentalmente e os valores correspondentes aos mesmos deslizamentos prescritos nos modelos teóricos estão apresentados na Tabela 23.

**Tabela 23-** Valores de tensão média de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e nos modelos teóricos para corpos de prova com barras de 16 mm de aços CA-50 e CA-70

Corpo de	Modelo	$\tau_{b,\delta=0,1}$ (MPa)	$\tau_{b,\delta=1,0}$ (MPa)	$\tau_{b,ult,\delta m\acute{a}x}$ (MPa)
C2CA50-16	Experimental CP1-Fend	28,42	29,59	30,84 (4,58 mm) *9,84
	Experimental (CP2,CP3)-Arr	25,99	34,22	34,48 (1,16 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	10,80	21,86	22,71 (1,13 mm)
	Barbosa (2001)	10,79	32,60	41,69 (1,67 mm)
	Almeida Filho (2006)	4,12	12,80	21,20 (5,07 mm)
	CEB-FIB (2010)	8,80	22,11	22,11 (1,0 mm)
C2CA70-16	Experimental CP1-Fend	39,34	42,23	42,75 (3,87 mm) *9,84
	Experimental CP2-Arr	39,81	-	40,20 (0,29 mm)
	Experimental CP3-Arr	39,62	41,42	42,21 (5,09 mm)
	Harajli <i>et al.</i> (1995)	10,80	21,86	22,71 (1,13 mm)
	Barbosa (2001)	10,79	32,60	41,69 (1,67 mm)
	Almeida Filho (2006)	4,12	12,80	21,20 (5,07 mm)
	CEB-FIB (2010)	8,80	22,11	22,11 (1,0 mm)

\*  $\tau_{bu,split}$  = tensão de aderência última do modelo CEB-FIB (2010) quando o modo de ruptura for fendilhamento

Fonte: Autor (2025)

A curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos de prova moldados com concreto C2 e barras de aço CA-50 com diâmetro de 16 mm, independente do modo de ruptura apresentaram valores significativamente superiores aos três parâmetros analisados nos modelos teóricos de Harajli *et al.* (1995), Almeida Filho (2006) e CEB-FIB (2010). Apenas em relação a tensão aderente máxima, comparativamente ao modelo de Barbosa (2001), a curva experimental do exemplar CP1 resultou em um valor inferior em 26,03% e a curva média dos corpos de prova CP2 e CP3 em um valor 17,29% também inferior.

Em relação ao aço CA-70, a curva de tensão de aderência do corpo de prova com barra de 16 mm CP1-Fend atingiu valores bastante superiores aos três parâmetros em comparação aos modelos de Harajli *et al.* (1995), Almeida Filho (2006) e CEB-FIB (2010), segundo o qual, a valor máximo de tensão de aderência quando o modo de falha por fendilhamento, seria 9,84 MPa . Referente ao modelo de Barbosa (2001), o valor máximo de tensão da curva experimental foi praticamente idêntico.

O exemplar com barra de aço CA-70 e diâmetro de 16 mm CP2-Arr apresentou valor de tensão de aderência que superou em mais de 4 vezes os valores de tensões referentes aos deslizamentos de 0,1 mm em todos os modelos teóricos. Também, ultrapassou consideravelmente os valores de tensão última em relação aos modelos de Harajli *et al.* (1995), Almeida Filho (2006) e CEB-FIB (2010). Quanto ao modelo de Barbosa (2001), o valor máximo de tensão experimental foi ligeiramente inferior, com um variação de apenas 3,57%. Esse corpo de prova não atingiu o deslizamento de 1,0 mm, sendo 0,29 mm o maior valor de deslizamento alcançado, após o qual o valor da tensão diminuiu rapidamente.

A curva de tensão de aderência do corpo de prova com barra de 16 de aço CA-70 mm CP3-Arr atingiu valores praticamente quatro vezes superiores aos três parâmetros em comparação aos modelos de Harajli *et al.* (1995), Almeida Filho (2006) e CEB-FIB (2010). Referente ao modelo de Barbosa (2001), o valor máximo de tensão da curva experimental foi praticamente idêntico, pois a diferença foi de apenas 1,23%.



## 4.6 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

Os valores da resistência de aderência obtidos experimentalmente, foram comparados aos valores determinados pelos seguintes códigos normativos: FIB Model Code (FIB, 2010). NBR 6118 (ABNT, 2023-a) e ACI 318-19 (*American Concrete Institute*, 2019).

Para efeito de comparação foram desprezados os coeficientes ponderadores da resistência do concreto, utilizando-se a resistência à compressão média obtida nos ensaios de caracterização e o valor da tração média, que foi obtido de forma indireta através do  $f_{ctk,inf}$ , conforme NBR 6118 (ABNT, 2023-a).

A resistência de aderência de cálculo para os resultados experimentais foi definida como a tensão de aderência correspondente a um deslizamento na extremidade livre da barra de 0,1 mm ( $\tau_{lr}$ ), conforme recomendação de Leonhardt e Mönnig (1977).

Em relação aos valores calculados conforme ACI 318-19, foram feitas as seguintes considerações: densidade do concreto normal, barra longitudinal localizada abaixo de 300 mm da face superior da peça (região de boa aderência), armadura nervurada sem revestimento, resistência do aço (500 MPa ou 700 MPa, conforme o caso) e diâmetro da barra menor ou igual a 20 mm). Os coeficientes de modificação foram obtidos da Tabela 3.

Como o ACI 318-19 não fornece uma equação direta para o cálculo da resistência de aderência, essa foi calculada considerando-se a força no início do escoamento do aço, conforme a equação (6) e a definição de tensão de aderência que resultou na equação (5), na qual foi incluído o comprimento de aderência apresentado na equação (40).

Nos cálculos da resistência de aderência que foram feitos de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023-a), considerou-se: barras nervradas, posicionadas em região de boa aderência e diâmetro menor que 32 mm. Como essa norma não fornece nenhuma recomendação ou expressão para

cálculo referente ao aço da categoria CA-70, os parâmetros utilizados foram os mesmos estabelecidos para o CA-50.

Ainda, a NBR 6118 (ABNT, 2023-a) não considera parâmetros de ajuste devido às condições de confinamento da barra de aço, resultando em diferenças significativas em relação aos demais modelos, principalmente nos casos de emprego de aços de maiores resistências.

Para os cálculos da resistência de aderência utilizando as prescrições do FIB Model Code (FIB, 2010), conforme equação (46), considerou-se que: as barras eram nervuradas, posicionadas em região de boa aderência e diâmetro inferior a 25 mm e os parâmetros de acordo com a resistência do aço (500 MPa ou 700 MPa).

#### 4.6.1 Concreto convencional C1

A média dos valores experimentais da resistência de aderência, que foram tomados como os valores correspondentes ao deslizamento de 0,1 mm, foram comparados aos valores obtidos pelas equações das normas, conforme descrito anteriormente (equações 5, 6, 40, 43, e 46). Esses valores são exibidos na Tabela 24, a variação percentual em referência ao valor experimental está mostrada abaixo do valor normativo.

**Tabela 24-** Valores de resistência de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e nas prescrições normativas

Corpo de prova	Valor experimental (MPa)	ACI 318-19 (MPa)	NBR 6118:2023 (MPa)	FIB (2010) (MPa)
C1CA50-10 Med	12,99	4,53 (-65,13)	8,28 (-36,26)	6,62 (-49,04)
C1CA70-10 Med	14,05	3,48 (-75,23)	8,28 (-41,07)	4,97 (-64,63)
C1CA50-12 Med	8,07	4,53 (-43,87)	8,28 (+2,60)	6,62 (-17,96)
C1CA70-12 Med	17,68	3,48 (-80,32)	8,28 (-53,17)	4,97 (-71,89)
C1CA50-16 Med	13,45	4,53 (-66,32)	8,28 (-38,44)	6,62 (-50,78)

C1CA70-16 Med	16,32	3,48 (-78,67)	8,28 (-49,26)	4,97 (-69,55)
---------------	-------	------------------	------------------	------------------

**Fonte:** Autor (2025)

Com base nos dados apresentados para o concreto C1, observa-se uma notável diferença entre os resultados experimentais da resistência de aderência média dos corpos de prova de uma mesma série (diâmetro das barras e categoria do aço), e os valores que resultam das prescrições dadas pelas normas ACI 318-19, NBR 6118 (ABNT, 2023-a) e FIB (2010). De maneira geral, todas as normas apresentaram valores de cálculo bastante inferiores a resistência de aderência na medida nos ensaios, com a única exceção da NBR 6118 (ABNT, 2023-a), que em um caso específico previu um valor ligeiramente maior que resultado experimental.

A análise das variações percentuais revela que o código americano ACI 318-19 apresentou as maiores variações. O caso mais divergente foi registrado na tensão média dos corpos de prova com barras de 12,5 mm de aço CA-70 (C1CA70-12 Med), onde a diferença foi 80,32% menor em relação ao valor experimental de 17,68 MPa. Em contrapartida, a menor diferença percentual foi observada na previsão da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023-a) para a média dos corpos de prova com barras de 12,5 mm de aço CA-50 (C1CA50-12 Med), na qual o valor normativo apresentou um valor 2,60% maior que o resultado experimental de 8,07 MPa. Nesse série específica a média foi calculada através de apenas dois corpos de prova, conforme mencionado anteriormente, pois um exemplar não teve seus dados gravados pelo equipamento durante o ensaio.

O FIB (2010) também demonstrou resultados, com variações que chegaram a valores 71,89% menores que os valores médios do grupo de barras de aço CA-70 com diâmetro de 12,5 mm (C1CA70-12 Med). Para esse mesmo grupo, a NBR 6118 (ABNT, 2023-a) também exibiu diferenças consideráveis, como um valor 53,17% menor que o resultado experimental.

Ao comparar as barras de mesmo diâmetro, nota-se que os corpos de prova com aço CA-70 consistentemente apresentaram maior resistência de aderência experimental do que os com aço CA-50. Essa diferença nos resultados experimentais acentuou a variação em relação às previsões normativas. Por exemplo, para as barras de 10 mm, a previsão do ACI 318-19 foi 65,13% menor para o aço CA-50 e 75,23% menor para o aço CA-70. A mesma tendência se

repete para os demais diâmetros e normas. Para as barras de 16 mm, o FIB (2010) calculou um valor 50,78% menor para o aço CA-50 e 69,55% menor para o aço CA-70. Tais variações indicam que os modelos normativos, em especial o ACI 318-19, apresentaram resultados conservadores para as condições em que foram feitas as comparações, entre as barras dos aços CA-50 e CA-70 no concreto C1.

#### 4.6.2 Concretos de alta resistência C2 e C3

A média dos valores experimentais da resistência de aderência, que foram tomados como os valores correspondentes ao deslizamento de 0,1 mm, foram comparados aos valores obtidos pelas equações das normas, conforme descrito anteriormente (equações 5, 6, 40, 43, e 46). Esses valores são exibidos na Tabela 25, a variação percentual em referência ao valor experimental está mostrada abaixo do valor normativo.

**Tabela 25** - Valores de resistência de aderência obtidos nos ensaios de arrancamento e nas prescrições normativas

Corpo de prova	Valor experimental (MPa)	ACI 318-19 (MPa) (%)	NBR 6118:2023 (MPa) (%)	FIB (2010) (MPa) (%)
C3CA50-10 Med	11,27	5,46 (-51,55)	9,83 (-12,78)	7,78 (-30,97)
C3CA70-10 Med	17,34	4,20 (-75,78)	9,83 (-41,31)	5,83 (-66,38)
C480CA50-12 Med	37,02	6,12 (-83,47)	10,78 (-70,88)	8,62 (-76,51)
C2CA70-12 Med	26,98	4,71 (-82,54)	10,78 (-60,04)	6,47 (-76,02)
C2CA50-16 Med	28,42	6,12 (-78,47)	10,78 (-78,46)	8,62 (-69,67)
C2CA70-16 Med	39,34	4,71 (-88,03)	10,78 (-72,60)	6,47 (-83,61)

Fonte: Autor (2025)

Para os concretos de alta resistência C2 e C3, a análise comparativa revela uma diferença ainda mais acentuada entre os valores de resistência de aderência experimentais e os previstos pelas

normas. Em todos os casos analisados, os valores calculados pelas equações da ACI 318-19, NBR 6118 (ABNT, 2023-a) e FIB (2010) foram consideravelmente menores que as médias experimentais obtidas nos ensaios de arrancamento.

A variação mais expressiva foi encontrada na previsão do código ACI 318-19 em relação ao valor da série C2CA70-16 Med, onde o valor normativo foi 88,03% menor que o resultado experimental de 39,34 MPa. Por outro lado, a menor diferença, embora ainda significativa, foi observada no previsto pela NBR 6118 (ABNT, 2023-a) comparativamente a série C3CA50-10 Med, em que o valor foi 12,78% menor que o experimental de 11,27 MPa.

Ao comparar o desempenho entre os aços de categorias distintas para um mesmo diâmetro de barra, observa-se que, em geral, as barras de aço CA-70 apresentaram resistências de aderência experimentais superiores às de aço CA-50, ampliando o distanciamento em relação às previsões normativas. Para o concreto C3 com barras de 10 mm, por exemplo, o valor previsto pelo FIB (2010) foi 30,97% menor para o aço CA-50 e 66,38% menor para o aço CA-70. Essa tendência se repete no concreto C2 para as barras de 16 mm, onde a NBR 6118 (ABNT, 2023-a) resultou em um valor 78,46% menor para o aço CA-50 e 72,60% menor para o aço CA-70.

Embora os valores das tensões de aderência obtidos experimentalmente utilizados nessas comparações, terem sido determinados pela equação 5, considerando-se a força de tração longitudinal e a área de contato na interface da barra com o concreto, trata-se apenas de uma aproximação, pois o fenômeno real da aderência é bem mais amplo e complexo.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho teve como objetivo principal investigar experimentalmente o comportamento da aderência de barras retas de aço de alta resistência CA-70, comparativamente ao aço convencional CA-50, quando inseridas em concretos autoadensáveis de diferentes classes de resistência (C1, C2 e C3).

A principal motivação para esta pesquisa reside na recente introdução do aço CA-70 no mercado brasileiro e na ausência de diretrizes para seu uso especificados na norma de projetos de estruturas de concreto a NBR 6118 (ABNT, 2023-a)

Para atingir os objetivos propostos, foi executado um programa experimental com ensaios de arrancamento direto, seguindo o modelo proposto pela norma BS-EN 10080 (2005)

A partir da análise dos resultados obtidos, as seguintes conclusões podem ser destacadas:

**Desempenho geral do aço CA-70:** Em termos de força máxima de arrancamento, o aço CA-70 apresentou, na maioria dos casos, um desempenho superior ao do aço CA-50 para um mesmo diâmetro de barra e tipo de concreto. Nos concretos de alta resistência (C2 e C3), essa superioridade foi ainda mais notável, indicando uma melhor compatibilidade entre materiais de alta resistência e permitindo que as barras atingissem tensões mais elevadas antes da falha da aderência, por um dos mecanismos de ruptura estudados anteriormente.

**Influência no modo de ruptura:** Foi identificado neste estudo uma alteração significativa no modo de ruptura, especialmente no concreto de resistência convencional (C1). Para as barras de 16 mm, os corpos de prova com aço da categoria CA-50 majoritariamente romperam por arrancamento após o escoamento do aço, um comportamento dúctil e com combinação de vários fatores relacionados, que ocorreram simultaneamente afetando os campos de tensões, principalmente nas regiões de ancoragem. Em contrapartida, todos os corpos de prova com aço CA-70 com barras de 16 mm, para esse mesmo concreto, romperam por fendilhamento do cobrimento com a aplicação de cargas inferiores e sem atingir o escoamento, caracterizando uma ruptura frágil. A hipótese levantada é que o escoamento do aço CA-50 permite uma redistribuição de tensões nas nervuras, aliviando as tensões radiais que causam o fendilhamento,

fenômeno que não ocorre com o aço CA-70, que permanece em regime elástico, dessa forma, ampliando os efeitos das tensões radiais de tração que provocam o fenômeno de fendilhamento.

Análise comparativa com os modelos teóricos: Os resultados experimentais foram consistentemente superiores aos previstos pelos modelos teóricos de Harajli *et al.* (1995), Barbosa (2001), Almeida Filho (2006) e CEB-FIB (2010). Dentre os modelos, o de Barbosa (2001) foi o que apresentou, em muitos casos, valores de tensão máxima de aderência mais próximos aos valores experimentais.

Análise comparativa com as prescrições normativas: As prescrições da ACI 318-19, NBR 6118 (ABNT, 2023-a) e FIB Model Code (2010) apresentaram valores consideravelmente inferiores a resistência de aderência medida nos ensaios para todas as configurações de categorias de aço, diâmetro das barras e tipos de resistência dos concretos. A aplicação dos parâmetros do aço CA-50 para o CA-70 nos cálculos da NBR 6118 (ABNT, 2023-a), por falta de especificação, demonstrou ser possivelmente inadequada e ineficiente, reforçando a necessidade de revisões normativas que ampliem o escopo em relação aos novos materiais disponíveis ou com possibilidade de serem usados, após as devidas certificações.

Em resumo, este trabalho demonstrou que a utilização do aço CA-70 é promissora, especialmente em concretos de alta resistência, mas a simples substituição do aço CA-50 sem uma análise criteriosa pode alterar o modo de ruptura da estrutura para um comportamento frágil, o que é indesejável em projetos estruturais.

Com base nas conclusões apresentadas, sugerem-se as seguintes temas para pesquisas futuras visando dar continuidade a esta linha de pesquisa:

- Realizar ensaios de arrancamento com a inclusão de armadura transversal (estribos) para avaliar sua eficácia no confinamento do concreto e na prevenção da ruptura por fendilhamento observada nas barras de CA-70.
- Ampliar o estudo para incluir barras de diâmetros maiores (20 mm, 25 mm e 32 mm), que são de grande interesse para a indústria de pré-moldados e para elementos estruturais mais robustos. Também, incluir novos parâmetros relacionados aos valores dos comprimentos de

ancoragem, que nesta pesquisa podem ter sido maiores que o necessário, para tentar evitar o escoamento das barras.

- Estudar o comportamento da aderência do aço CA-70 em elementos estruturais submetidos à flexão (vigas), a fim de validar se os fenômenos observados nos ensaios de arrancamento direto se repetem em condições de carregamento mais complexas.
- Desenvolver ou ajustar um modelo teórico para a curva tensão de aderência *versus* deslizamento que incorpore a influência da resistência ao escoamento do aço ( $f_{yk}$ ) como um de seus parâmetros.



## REFERÊNCIAS

ALCÂNTARA, M.A.M.; LORRAIN, M.S.; BARBOSA, M.P. **Avaliação da posição da armadura no desenvolvimento das tensões de aderência na interface entre o concreto autoadensável e a armadura.** In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto. Florianópolis, Brasil. 14-18 de agosto de 2004. Anais Volume V - Pré-Fabricados em Concreto. Trabalho CBC0165, p 76-90.

ALMEIDA FILHO, F.M. **Contribuição ao Estudo da Aderência entre barras de aço e Concreto Autoadensável.** Tese (Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI COMMITTEE 408:** State-of-the-art report: bond under cyclic loads, ACI Materials Journal: 1991, v.88, n.6, p.669-673.

<https://doi.org/10.14359/9749>

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2019) **ACI 318-19 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills-USA, 2019.

ARCELORMITTAL. **ArcelorMittal CA-70 /S-AR Soldável de Alta Resistência.** Catálogo. 2024.

ASSAD, M.; MORCOUS, G. **Bond Strength of Reinforcing Steel Bars in Self-Consolidating Concrete.** *Buildings*, 13(12),3009. 2023.

<https://doi.org/10.3390/buildings13123009>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15900-1.** Água para amassamento do concreto - Parte 1. Requisitos. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953.** Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16697**. Concreto — procedimentos para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15823-2**. Concreto autoadensável — Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual — Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2017-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16697**. Cimento Portland — Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 15630-1**. Aço para o reforço e protensão do concreto- Ensaio de barras- Parte 1. Requisitos. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 16915**. Agregados - Amostragem. Rio de Janeiro, 2021-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 16916**. Agregado miúdo – determinação da densidade e absorção de água. Rio de Janeiro, 2021-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 16917**. Agregado graúdo – determinação da densidade e absorção de água. Rio de Janeiro, 2021-c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522-1**. Concreto — Determinação do módulo de elasticidade estático à compressão — Parte 1. Ensaio em corpos de prova. Rio de Janeiro, 2021-d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 17054**. Agregados – Determinação da composição granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023-a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**. Execução de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2023-b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 7480**. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro: 2024

BARBOSA, M.T.G.; SÁNCHEZ FILHO, E.S. **The bond stress x slipping relationship**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2016.  
<https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000500006>

BARHAM, S., DARWIN, D. **Effects of Aggregate Type, Water-to-Cementitious Material Ratio, and Age on Mechanical and Fracture Properties of Concrete**. SM Report No. 56, University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kans., 95 pp. 1999.

BERTAZZOLO, B.B.; CECIL, R.T.; MENEGHETTI, L.C. **O comprimento de ancoragem na NBR 6118: 2023**: Uma comparação entre modelos. Revista Estrutura, Edição 16, Ano 8. ABECE: 2025.

CAETANO, L. F. **Estudo do Comportamento da Aderência de Elementos de Concreto Armado em Condições Extremas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre: 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues Filho. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2023**. 5º edição. São Carlos: EduFSCar, 2024.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1982). **Bulletin d'Information no.151**: bond action and bond behavior of reinforcement. Paris, 1982.

CORRES, E.; MUTTONI, A. **Bond of steel reinforcement based on detailed measurements: Results and interpretations.** *Structural Concrete*. CEB-FIP 2023. <https://doi.org/10.1002/suco.202300324>.

CORREIA, V. C. **Estudo da influência do uso de fibras de aço e de estribos no comportamento da ancoragem de barras** (2012). 166p. Dissertação (mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

CRSI (Concrete Reinforcing Steel Institute). **Guide to the Use of Grade 100 Reinforcing Bars in ACI 318-19**. Nota Técnica ETN-D-6-20. 2020. 10p.

DACKZO, J.A. **Self -Consolidating Concrete: Applying what we know**. New York USA:Spon Press, 2012.

DAL MOLIN, Denise; TUTIKIAN, Bernardo. **Concreto Autoadensável**. 3ª edição. São Paulo: Editora Leud, 2021.

DAMINELI, B.L.; PILEGGI, R.G.; JOHN, V.M. **Influência do empacotamento e dispersão de partículas no consumo de cimento de concretos**. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 10, n. 5, p. 999-1010, 2017. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952017000500004>.

DARWIN, D.; BARHAM, S.; KOZUL, R.; LUAN, S. **Fracture Energy of High-Strength Concrete**. *ACI Materials Journal*, V. 98, No. 5, Sept.-Oct., pp. 410-417. 2001. <https://doi.org/10.14359/10731>

DARWIN, D.; ZUO, J.; THOLEN, M. L.; IDUN, E. K. **Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars**. *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359. 1996. <https://doi.org/10.14359/9694>

DE LARRARD, F.; SCHALLER, I.; FUCHS, J. **Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete**. ACI Materials Journals, v.90, n.4, p.333-339, Jul. 1993.

<https://doi.org/10.14359/3888>

DUCATTI, V.A. **Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura**. Tese (Doutor em Engenharia) Volumes I e II. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

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

DUTRA, L.A. **Aplicação do empacotamento de partículas na otimização de aglomerantes para a produção de concretos de alta resistência** (2022) Dissertação (Mestrado). São Carlos: Universidade de São Paulo, 2022.

EFNARC. **The European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems: Admixture Associations, Specification, Production and Use**. May 2005.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

ELIGEHAUSEN, R.; GANGOLU, A. R.; PANDURAGAN, K.; SULTANA, F. **Studies on the pull-out strength of ribbed bars in high-strength concrete**. University of Stuttgart: 2007.

EZELDIN, A. S.; BALAGURU, P. N. (1989). **Bond behavior of normal and high strength fiber reinforced concrete**. ACI Material Journal, v.86, n.5, p.515-524. 1989.  
<https://doi.org/10.14359/2141>

FENNIS, S.A.A.M. **Design of ecological concrete by particle packing optimization**. Delft: Technische Universiteit Delft, Phd Thesis: 2011. 256 p.

FUSCO, P. B. **Tecnologia do Concreto Estrutural**. 1ª ed. São Paulo: Editora PINI, 2008.

FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. 2ª ed. São Paulo: Editora PINI, 2013.

GENTIL, V. **Corrosão**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

HARAJLI M. H.; MABSOUT M. E. **Evaluation of bond strength of steel reinforcing bars in plain and fiber-reinforced concrete**. ACI Structural Journal, V. 99, Issue 4: 2002.

[tps://doi.org/10.14359/12120](https://doi.org/10.14359/12120)

ICHINOSE, T. et al. **Size effect on bond strength of deformed bars**. **Construction and Building Materials**, v.18, n.7, p.549-558, Set. 2004.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.03.014>

JEANTY, P.R.; MITCHELL, D.; MIRZA, S. **Investigation of top bar effects in beams**. ACI Structural Journal. Technical Paper. Title 85-S26: 1988.

<https://doi.org/10.14359/2613>

KHANDAKER, M.; HOSSAIN, A. **Bond characteristics of plain and deformed bars in lightweight pumice concrete**. **Construction and Building Materials**, v.22,n.7, p.1491-1499. 2008.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.025>

LENZ, L. A. **Avaliação da influência do empacotamento de partículas do esqueleto granular no módulo de elasticidade de concretos convencionais** (2016). 158 f. Dissertação (Mestrado) – Setor de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. V.1. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: Princípios Básicos sobre Armação de Estruturas de Concreto Armado**. V.3. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

LORENZI, A.; SILVA, B.V.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L.C.P. **Artificial neural networks application to predict bond steel-concrete in pull-out tests**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais: 2017.

<https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000500007>

MAK, M.W.T.; LEES J.M. **Bond degradation and reduced cover in concrete with transverse Reinforcement**. Civil Engineering Bldg. 7<sup>a</sup> JJ. Thonson Ave, Cambridge CB3 0FA, United Kingdom: 2019.

MARINS NETO, J. **Análise numérica não-linear de estruturas de concreto armado considerando o fenômeno da aderência entre o aço e o concreto** (2007). Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J.M. Concreto: **Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2<sup>a</sup> ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

NEVILLE, A M. **Propriedades do concreto**. Porto Alegre: Grupo A, 2016. E-book. ISBN 9788582603666.

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/books/9788582603666/>.

NIELSEN, M.P. **Limit analysis and concrete plasticity**. Prentice-Hall series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Editores: N.N Newmark & W.J. Hall, Printece-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632, 432 p., ISBN 0-13-536623-2. 1984.

OKAMURA, H.; OZAWA, K. **Self-compacting high-performance concrete**. **Structural Engineering International**, v. 1, n. 4, p. 5-11, 1991.

OLIVEIRA, C.O.; MACIEL,G.F.; CASTRO, A. L.; BARBOSA, M.P., CAMPOS, R.S. **Impacto do conceito de empacotamento de partículas na dosagem de concretos de alto desempenho.** Revista Matéria V.23 N.01, 2018.

<https://doi.org/10.1590/s1517-707620170001.0298>

PURANAM; A. Y.; PUJOL, S. **Reinforcement limits of reinforced concrete elements with High-Strength Steel.** ACI Structural Journal, v. 116, N. 5, Sept., pp. 201-212. 2019.

<https://doi.org/10.14359/51716762>

REHM, G. **Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund:** Stahlbetonbau (Jubileu de Rüschi) pg 79-96, Berlin, W.Ernst U. Sohn, 1969.

REYES, G. F. E. **Análise da aderência entre barras de aço e concretos (CC, CAA e CAAFA), sob influência de ações monotônicas e cíclicas** (2009). 253f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) -Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

ROCHA, Aderson Moreira. **Novo Curso Prático de Concreto Armado.**15 ed. Vol.1.Rio de Janeiro: Editora Científica, 1976.

ROTS, J.G. **Bond of Reinforcement.** In: ELFGREN, L. **Fracture mechanics of concrete structures:** from theory to applications. Report of Technical Committee 90-FMA Fracture Mechanics to Concrete – Applications , RILEM, Sulffok: St. Edmund Press Ltd. 1989.

SANTANA, I. V. **Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência.** 246p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SANTOS, P. M.; RIEIRA, J. D. **Análise da aderência aço-concreto em elementos estruturais através de modelos de fraturamento.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 3(4), 457-483. 2010.



SASANIPOUR, H., ASLANI, F., TAHERINEZHAD, J. **Effect of silica fume on durability of self-compacting concrete made with waste recycled concrete aggregates**, Construction and Building Materials, v. 227, pp. 1-12, 2019.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.324>

SILVA, A.L.; COSTA, V.E.; MEI, P.R. **Aços e ligas especiais**. São Paulo: Editora Blücher, 2021.

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9786555061611/>

SHI, H. *et al.* **Bond slip Behaviour between recycled sand concrete and steel bars**. Journal of Building Engineering, 2024.

<https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.108980>

SHIN, H. O. *et al.* **Optimized mix design for 180 MPa ultra-high-strength concrete**. Journal of Materials Research and Technology, v. 8, n. 5, p. 4182–4197, 2019.

<https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2019.07.027>

SILVA, M.R.; PUPIN, L.A.; ARAÚJO, L.F. **CA-70: Avanços em normas e nas aplicações**. Revista Estrutura, Edição 16, Ano 8. ABECE: 2025.

SIMPLÍCIO, M. A. S. **Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras (2008)**. Tese de Doutorado-Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

SINGH, H. **Optimum High-Strength Reinforcing Bar Grade for Reinforced Concrete Flexural Members**. ACI Structural Journal, v. 119, n. 4, p. 69-74, 2022.

<https://doi.org/10.14359/51734649>

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K.B. **Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete**. ACI Structural Journal, v.86, n.2, p.915-922, Mar. 1989.

<https://doi.org/10.14359/2731>

SURYANTO, B; AITKEN, MW; CAIRNS, J; GOODCHILD, C. **The influence of casting position and depth of concrete pour on bond strength**. Structural Concrete. 2025

<https://doi.org/10.1002/suco.70133>

TRTNIK, G.; SUSTERSIC, J.; HOZJAM, T. **Experimental Analysis of Steel–Concrete Bond Strength Under Varying Material and Geometric Parameters**. Preprints .2025, 2025070442.

<https://doi.org/10.20944/preprints202507.0442.v1>.

VIEIRA, F.M.P. **Estudo do comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssilica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

WILDEN, H. *et al.* **PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete**. 7ª ed. Chicago IL: 2010.

YAHIA, A.; KHAYAT, K. H. **Rheology of self-compacting concrete: A review**. Construction and Building Materials, v. 187, p. 736-748, 2018.

ZULINI, I. **Efeito do confinamento na aderência entre barras de aço e concreto de alta resistência à compressão** (2019). Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

ZUO, J.; DARWIN, D. **Bond Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars**. SM Report No. 46, University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kans., 1998.

ZUO, J.; DARWIN, D. **Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete**. ACI Structural Journal, v.97, n. 4, p. 630-641, July-Aug. 2000.

<https://doi.org/10.14359/7428>

# ANEXO A – LAUDO ANÁLISE GRANULOMÉTRICA A LASER DO CIMENTO



## MASTERSIZER 2000

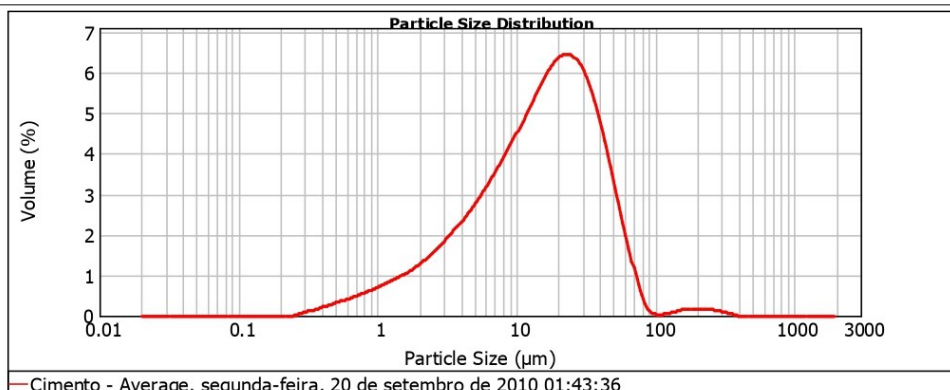
### Result Analysis Report

<b>Sample Name:</b> Cimento - Average	<b>SOP Name:</b>	<b>Measured:</b> segunda-feira, 20 de setembro de 2010 01:43:36
<b>Sample Source &amp; type:</b> Works	<b>Measured by:</b> MS2000	<b>Analysed:</b> segunda-feira, 20 de setembro de 2010 01:43:37
<b>Sample bulk lot ref:</b>	<b>Result Source:</b> Averaged	

<b>Particle Name:</b> Fraunhofer	<b>Accessory Name:</b> Hydro 2000MU (A)	<b>Analysis model:</b> General purpose	<b>Sensitivity:</b> Normal
<b>Particle RI:</b> 0.000	<b>Absorption:</b> 0	<b>Size range:</b> 0.020 to 2000.000 um	<b>Obscuration:</b> 5.45 %
<b>Dispersant Name:</b> Alcool isopropilico	<b>Dispersant RI:</b> 1.377	<b>Weighted Residual:</b> 1.439 %	<b>Result Emulation:</b> Off

<b>Concentration:</b> 0.0048 %Vol	<b>Span :</b> 2.650	<b>Uniformity:</b> 0.913	<b>Result units:</b> Volume
<b>Specific Surface Area:</b> 1.01 m²/g	<b>Surface Weighted Mean D[3,2]:</b> 5.970 um	<b>Vol. Weighted Mean D[4,3]:</b> 21.384 um	

**d(0.1): 2.668 um      d(0.5): 15.586 um      d(0.9): 43.969 um**



Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %
0.020	0.00	0.142	0.00	1.002	0.55	7.096	2.78	50.238	2.21	355.656	0.01
0.022	0.00	0.159	0.00	1.125	0.61	7.962	3.01	56.368	1.63	399.052	0.00
0.025	0.00	0.178	0.00	1.262	0.68	8.934	3.25	63.246	1.08	447.744	0.00
0.028	0.00	0.200	0.00	1.416	0.75	10.024	3.51	70.963	0.57	502.377	0.00
0.032	0.00	0.224	0.00	1.589	0.82	11.247	3.77	79.621	0.20	563.677	0.00
0.036	0.00	0.252	0.02	1.783	0.91	12.619	4.04	89.337	0.04	632.456	0.00
0.040	0.00	0.283	0.07	2.000	1.01	14.159	4.30	100.237	0.02	709.627	0.00
0.045	0.00	0.317	0.10	2.244	1.11	15.887	4.53	112.468	0.03	796.214	0.00
0.050	0.00	0.366	0.13	2.518	1.23	17.825	4.72	126.191	0.06	893.367	0.00
0.056	0.00	0.399	0.17	2.825	1.36	20.000	4.83	141.589	0.10	1002.374	0.00
0.063	0.00	0.448	0.21	3.170	1.50	22.440	4.86	158.866	0.13	1124.683	0.00
0.071	0.00	0.502	0.26	3.557	1.66	25.179	4.78	178.250	0.13	1261.915	0.00
0.080	0.00	0.564	0.30	3.991	1.82	28.251	4.58	200.000	0.13	1415.892	0.00
0.089	0.00	0.632	0.35	4.477	1.99	31.698	4.27	224.404	0.11	1588.656	0.00
0.100	0.00	0.710	0.40	5.024	2.17	35.566	3.85	251.785	0.08	1782.502	0.00
0.112	0.00	0.796	0.45	5.637	2.37	39.905	3.35	282.508	0.05	2000.000	0.00
0.126	0.00	0.893	0.50	6.325	2.57	44.774	2.80	316.979			
0.142	0.00	1.002		7.096		50.238		355.656			

Operator notes:

# ANEXO B – LAUDO ANÁLISE GRANULOMÉTRICA A LASER DA SÍLICA



## MASTERSIZER 2000

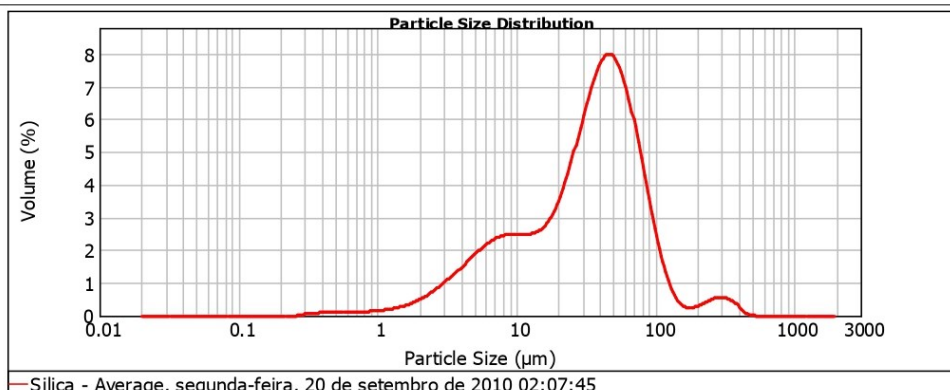
### Result Analysis Report

<b>Sample Name:</b> Silica - Average	<b>SOP Name:</b>	<b>Measured:</b> segunda-feira, 20 de setembro de 2010 02:07:45
<b>Sample Source &amp; type:</b> Works	<b>Measured by:</b> MS2000	<b>Analysed:</b> segunda-feira, 20 de setembro de 2010 02:07:46
<b>Sample bulk lot ref:</b>	<b>Result Source:</b> Averaged	

<b>Particle Name:</b> Fraunhofer	<b>Accessory Name:</b> Hydro 2000MU (A)	<b>Analysis model:</b> General purpose	<b>Sensitivity:</b> Normal
<b>Particle RI:</b> 0.000	<b>Absorption:</b> 0	<b>Size range:</b> 0.020 to 2000.000 um	<b>Obscuration:</b> 31.70 %
<b>Dispersant Name:</b> Alcool isopropilico	<b>Dispersant RI:</b> 1.377	<b>Weighted Residual:</b> 0.979 %	<b>Result Emulation:</b> Off

<b>Concentration:</b> 0.0653 %Vol	<b>Span :</b> 2.248	<b>Uniformity:</b> 0.825	<b>Result units:</b> Volume
<b>Specific Surface Area:</b> 0.497 m²/g	<b>Surface Weighted Mean D[3,2]:</b> 12.064 um	<b>Vol. Weighted Mean D[4,3]:</b> 44.635 um	

**d(0.1): 5.514 um      d(0.5): 34.820 um      d(0.9): 83.799 um**



Silica - Average, segunda-feira, 20 de setembro de 2010 02:07:45

Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %	Size (µm)	Volume In %
0.020	0.00	0.142	0.00	1.002	0.12	7.096	1.81	50.238	5.83	355.656	0.30
0.022	0.00	0.159	0.00	1.125	0.14	7.962	1.86	56.368	5.41	399.052	0.14
0.025	0.00	0.178	0.00	1.262	0.17	8.934	1.87	63.246	4.77	447.744	0.02
0.028	0.00	0.200	0.00	1.416	0.21	10.024	1.87	70.963	3.98	502.377	0.00
0.032	0.00	0.224	0.00	1.589	0.27	11.247	1.87	79.621	3.13	563.677	0.00
0.036	0.00	0.252	0.00	1.783	0.33	12.619	1.90	89.337	2.30	632.456	0.00
0.040	0.00	0.283	0.04	2.000	0.41	14.159	1.98	100.237	1.57	709.627	0.00
0.045	0.00	0.317	0.06	2.244	0.51	15.887	2.14	112.468	0.98	796.214	0.00
0.050	0.00	0.366	0.06	2.518	0.62	17.825	2.41	126.191	0.56	893.367	0.00
0.056	0.00	0.399	0.07	2.825	0.74	20.000	2.80	141.589	0.30	1002.374	0.00
0.063	0.00	0.448	0.08	3.170	0.88	22.440	3.31	158.866	0.19	1124.683	0.00
0.071	0.00	0.502	0.08	3.557	1.03	25.179	3.89	178.250	0.19	1261.915	0.00
0.080	0.00	0.564	0.08	3.991	1.18	28.251	4.52	200.000	0.26	1415.892	0.00
0.089	0.00	0.632	0.09	4.477	1.34	31.698	5.11	224.404	0.34	1588.656	0.00
0.100	0.00	0.710	0.09	5.024	1.49	35.566	5.60	251.785	0.41	1782.502	0.00
0.112	0.00	0.796	0.10	5.637	1.62	39.905	5.92	282.508	0.43	2000.000	0.00
0.126	0.00	0.893	0.10	6.325	1.73	44.774	6.01	316.979	0.38		
0.142	0.00	1.002	0.11	7.096	1.73	50.238	6.01	355.656	0.38		

Operator notes:

