

**ANÁLISE NUMÉRICO - EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DA  
ADERÊNCIA AÇO - CONCRETO**

**YADIAN MENÉNDEZ ROSALES**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE NUMÉRICO - EXPERIMENTAL DO**  
**COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA AÇO - CONCRETO**

**YADIAN MENÉNDEZ ROSALES**

**ORIENTADOR: Dr. RAÚL DARÍO DURAND FARFÁN**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM – 04A/16**

**BRASÍLIA/DF: MARÇO – 2016**

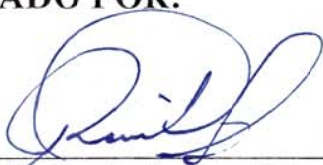
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE NUMÉRICA - EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO  
DA ADERÊNCIA AÇO – CONCRETO**

**YADIAN MENÉNDEZ ROSALES**

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE  
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE  
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU  
DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

**APROVADO POR:**



---

**Prof. Raúl Darío Durand Farfán, Dr. (ENC-UnB)**  
**(Orientador)**

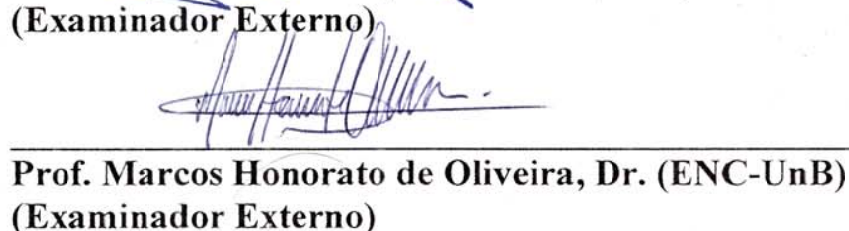
---

**Prof. Luciano Mendez Bezerra, PhD. (ENC-UnB)**  
**(Co-orientador)**



---

**Prof. José Julio de Cerqueira Pituba, Dr. (PPG-GECON-UFG)**  
**(Examinador Externo)**



---

**Prof. Marcos Honorato de Oliveira, Dr. (ENC-UnB)**  
**(Examinador Externo)**

**BRASÍLIA/DF: 28 DE MARÇO DE 2016**

## FICHA CATALOGRÁFICA

ROSALES, YADIAN MENENDEZ

Análise Numérico - Experimental do Comportamento da Aderência Aço - Concreto [Distrito Federal] 2016.

xvii, 119p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2016).  
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Aderência aço-concreto

2. Estudo experimental

3. Interface

4. MEF

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

### REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ROSALES, Y. M. (2016). Análise Numérico - Experimental do Comportamento da Aderência Aço - Concreto. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM - 04A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 119p.

### CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Yadian Menéndez Rosales.

TÍTULO: Análise Numérico - Experimental do Comportamento da Aderência Aço - Concreto.

GRAU: Mestre

ANO: 2016

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

---

Yadian Menéndez Rosales  
Rúa José Márquez, No. 60 e/ Maceo e González  
Perico – Matanzas – Cuba.  
yadian.menendez@gmail.com



## DEDICATÓRIA

Aos meus guias na vida, minha mãe e meu pai; por todo o sacrifício que fizeram sempre para eu chegar hoje até aqui, por todo o apoio que sempre me deram, mesmo desde à distância. Também a minha irmãzinha, por todo seu amor, apoio e força. Este também é um triunfo deles.

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar agradeço aos meus pais Maritza e Virgílio por me guiar pelo caminho certo desde o primeiro dia, por me apoiar e me incentivar sempre desde a distância, por ser meus exemplos a seguir na vida, pelo amor e carinho que me brindam em todo momento. Tudo o que sou e consegui até hoje devo a eles, e sou muito orgulhosos de ter os melhores pais do mundo.

A minha irmãzinha Cynthia, por ser parte indispensável na minha vida, por me brindar seu amor e carinho desde o primeiro dia que tive ela no meu colo, por ser a alegria da família.

A Lilian, por todo seu amor e carinho, por sua amizade, por ser essa grande pessoa de coração, por me fazer mais agradável a vida aqui no Brasil, por todo seu apoio em todo momento. Sem a sua ajuda e incentivo tudo teria sido muito mais difícil.

A toda a minha família e amigos em Cuba, por ser sempre um grande apoio mesmo à distância e por me dar forças para continuar a cada dia.

A meu orientador Raul Durand, por me guiar sempre e me incentivar a melhorar cada dia no aspecto profissional, por todos seus valiosos conselhos. Obrigado pela confiança depositada, obrigado por ser mais que um orientador; por ser um amigo.

Aos amigos Nelson, Edel, Liosber, Maurício e a toda a turma de cubanos que desde o primeiro dia passaram a ser a minha família. Por me apoiar em todo momento, sobretudo nos momentos que mais precisei dos amigos.

Aos amigos Wallison e Maurício, pela ajuda, por ter dedicado parte de seu tempo para fazer possível este trabalho. Também ao Laboratório de Estruturas de Mecânica pela disponibilidade e ajuda brindada em todo momento.

Ao Brasil, ao PECC-UnB, pela grande oportunidade de fazer realidade este grande projeto que tem mudado a minha vida. A CAPES, pelo apoio financeiro.

A todos os que de alguma maneira tem me ajudado para converter este sonho em realidade.

## **RESUMO**

### **ANÁLISE NUMÉRICO - EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA AÇO – CONCRETO**

**Autor: Yadian Menéndez Rosales**

**Orientador: Raúl Darío Durand Farfán, Dr.**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, Março de 2016**

A aderência é uma das características fundamentais do funcionamento do concreto armado como material estrutural, através da qual se transmitem esforços do concreto para o aço. Durante os últimos anos, várias pesquisas vêm estudando este fenômeno com a finalidade de estabelecer e determinar os parâmetros que permitam expressar a evolução da tensão de aderência em função do deslizamento da barra. Por outro lado, a criação e validação de modelos numéricos é de grande importância. Através da simulação numérica torna-se possível mensurar a influência de diferentes parâmetros e condições nas estruturas, em tempo reduzido. Este trabalho faz um estudo experimental das propriedades do contato aço-concreto, de forma que as mesmas possam ser utilizadas em modelos numéricos. Para este fim, inicialmente foram realizados ensaios de arrancamento direto em laboratório utilizando corpos de prova com diferentes geometrias e diferentes diâmetros de barra. Posteriormente, após a identificação dos parâmetros necessários à modelagem numérica foram realizadas simulações utilizando o Método dos Elementos Finitos de forma a verificar os resultados numéricos com os experimentais. Por outro lado, após uma série de análises, observou-se que o modelo numérico proposto conseguiu reproduzir com sucesso as principais características do arrancamento, especialmente antes da ruptura.

Palavras chave: Aderência aço-concreto; Estudo experimental; Interface; Método dos Elementos Finitos.

## **ABSTRACT**

### **NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS STEEL – CONCRETE BOND BEHAVIOR**

**Author: Yadian Menéndez Rosales**

**Supervisor: Raúl Darío Durand Farfán, Dr.**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, March of 2016**

The bond strength between steel and concrete is the main feature of reinforced concrete as structural material. Through it, the stresses are transferred from the concrete to the steel. During the last years, several investigations have been studying this phenomenon working to establish and to determine the parameters that define the evolution of bond stresses according to the rebar slipping. On the other hand, the development and validation of numerical models is also important. This allows estimating the influence of different parameters and conditions in a structure in reduced time. This work uses experimental results and numerical simulations to study the steel-concrete interface in order to find parameters to be used in structural analyses. For this purpose, pull-out tests were performed in laboratory using samples with different geometries and rebar diameters. After the identification of the most important parameters, numerical simulations using the Finite Element Method were performed with the aim to compare numerical and experimental results. After a series of analysis, it was observed that the simple proposed numerical model reproduces successfully main features of a pull-out test especially before bond failure.

**Key words: Steel-Concrete Bond; Experimental Study, Interface, Finite Element Method.**

## SUMÁRIO:

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	MOTIVAÇÃO .....	2
1.2	OBJETIVOS .....	3
1.3	METODOLOGIA .....	4
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRAFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1	ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO .....	6
2.2	MECANISMOS DE ADERÊNCIA .....	11
2.2.1	Aderência por adesão química.....	12
2.2.2	Aderência por atrito .....	13
2.2.3	Aderência mecânica.....	14
2.3	PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NA ADERÊNCIA.....	15
2.4	NORMAS SOBRE ADERÊNCIA .....	17
2.4.1	Recomendação – CEB-FIP:1990.....	17
2.4.2	Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014 .....	18
2.4.3	Norma Americana - ACI 318:2011 .....	19
2.4.4	Norma Cubana - NC 207:2003.....	22
2.5	MODELO ANALÍTICO CEB-FIP (2010) .....	22
2.6	ENSAIO DE ARRANCAMENTO SIMPLES “ <i>PULL-OUT TEST</i> ” .....	24
2.7	ESTUDOS EXPERIMENTAIS ANTERIORES .....	27
2.7.1	Efeito do Tamanho em Ensaios de Arrancamento Direto ( <i>Pull-Out Test</i> ) - BAZANT & SENER (1989).....	27
2.7.2	Ensaios de Arrancamento Direto para Determinar as Propriedades da Interface entre o Aço e o Concreto - YEIH <i>et al.</i> (1997).....	29
2.7.3	Estudo da Resistência de Aderência de Barras Nervuradas em Concreto de Alta Resistência - RAO <i>et al.</i> (2004). .....	31

2.7.4	Aderência em Concreto de Alta Resistência com Barras de Armadura de Alta Resistência - HADI <i>et al.</i> (2008).....	33
2.7.5	Resistência de Aderência entre Barras com Nível de Corrosão e Concreto - VALENTE (2012). .....	35
2.7.6	Investigação da tensão de aderência em corpos de prova com concreto de alta resistência - BARBOSA & FILHO (2013). .....	36
2.8	REVISÃO DA MODELAGEM COMPUTACIONAL DO PROBLEMA DA ADERÊNCIA .....	38
2.9	MODELAGEM DO CONCRETO ARMADO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) .....	41
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>45</b>
3.1	PROGRAMAÇÃO EXPERIMENTAL.....	45
3.2	PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE ARRANCAMENTO .....	47
3.3	FABRICAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA .....	48
3.3.1	Corpos de prova cilíndricos para os ensaios da “Etapa I” .....	48
3.3.2	Corpos de prova cilíndricos para os ensaios da “Etapa II” .....	49
3.3.3	Corpos de prova prismáticos para os ensaios da “Etapa III” .....	50
3.4	ESTRUTURA DE FIXAÇÃO.....	52
3.5	MECANISMO DE CONFINAMENTO PASSIVO .....	53
3.5.1	Instrumentação da chapa de confinamento.....	54
3.5.2	Aquisição dos dados da chapa de confinamento .....	55
3.6	DISTRIBUIÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	58
3.6.1	Corpos de prova da Etapa I .....	58
3.6.2	Corpos de prova da Etapa II .....	58
3.6.3	Corpos de prova da Etapa III.....	59
<b>4</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....</b>	<b>61</b>
4.1	ANÁLISE DO CONCRETO A .....	61
4.1.1	Análise do concreto à compressão .....	62

4.1.2	Módulo de Elasticidade do concreto ( <b>E<sub>c</sub></b> ) .....	63
4.1.3	Análise do concreto à tração.....	64
4.2	ANÁLISE DO CONCRETO B .....	66
4.2.1	Módulo de Elasticidade do concreto ( <b>E<sub>c</sub></b> ) .....	66
4.3	ANÁLISE DO AÇO .....	67
4.3.1	Ensaio de Tração .....	67
<b>5</b>	<b>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....</b>	<b>69</b>
5.1	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	69
5.2	ANÁLISE DOS PARÂMETROS ESTUDADOS.....	71
5.2.1	Efeito do confinamento dado pelo uso da chapa de confinamento .....	71
5.2.2	Nível de confinamento através da variação do cobrimento de concreto .....	74
5.2.3	Diâmetro da barra .....	80
5.2.4	Efeito da forma na resistência de aderência .....	82
5.3	CÁLCULO DA RIGIDEZ DO CONTATO ( <b>k<sub>s</sub></b> ).....	86
5.3.1	Cálculo do <b>k<sub>s</sub></b> dos corpos de prova da Etapa I .....	87
5.3.2	Cálculo do <b>k<sub>s</sub></b> dos corpos de prova da Etapa II.....	88
5.3.3	Cálculo do <b>k<sub>s</sub></b> dos corpos de prova da Etapa III .....	89
<b>6</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DIRETO</b> <b>“PULL-OUT-TEST” .....</b>	<b>91</b>
6.1	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS DE ANÁLISE .....	91
6.1.1	FemLab.....	91
6.1.2	Paraview .....	92
6.2	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SIMULAÇÃO .....	92
6.2.1	Condições de contorno .....	93
6.2.2	Tipos de elementos utilizados.....	93
6.2.3	Malhas de elementos finitos .....	94
6.3	MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS.....	94

6.3.1	Concreto .....	95
6.3.2	Aço .....	95
6.3.3	Interface .....	96
6.4	RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	97
6.4.1	Simulação numérica dos ensaios da Etapa I.....	97
6.4.2	Simulação numérica dos ensaios da Etapa II.....	99
6.4.3	Simulação numérica dos ensaios da Etapa III .....	106
6.5	PARÂMETROS DO CONTATO PROPOSTOS PARA ANÁLISES NUMÉRICAS.....	109
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>110</b>
7.1	CONCLUSÕES .....	110
7.1.1	Em relação a investigação experimental .....	110
7.1.2	Em relação à modelagem numérica.....	112
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	113
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>114</b>



## LISTA DE TABELAS:

Tabela 2.1: Valor do coeficiente de aderência $\eta_1$ , $\eta_2$ e $\eta_3$ .....	17
Tabela 2.2: Valor do coeficiente de aderência $\psi_t$ , $\psi_{t, \psi t}$ e $\lambda$ .....	20
Tabela 2.3: Parâmetros para definir a relação de tensão média de aderência <i>versus</i> deslizamento - CEB-FIP (1993). ....	24
Tabela 2.4: Dados dos parâmetros analisados no estudo de Bazant & Sener (1989).....	28
Tabela 2.5: Dados experimentais obtidos dos ensaios - Bazant & Sener (1989).....	28
Tabela 2.6: Parâmetros obtidos pelo modelo de Stang <i>et al.</i> (1991) - Yeih <i>et al.</i> (1997)...	31
Tabela 2.7: Resultados de ensaios de vários autores (HADI, 2008). ....	34
Tabela 2.8: Resultados obtidos dos ensaios experimentais - Barbosa & Filho (2013). ....	37
Tabela 3.1: Características dos aços utilizados na estrutura de fixação. ....	53
Tabela 4.1: Dados experimentais da resistência a compressão. ....	62
Tabela 4.2: Resultado dos ensaios de módulo de elasticidade ( $E_c$ ) – Concreto A.....	64
Tabela 4.3: Resultado dos ensaios de compressão diametral – Concreto A.....	65
Tabela 4.4: Resultado dos ensaios no concreto – Concreto B.....	66
Tabela 4.5: Resultado dos ensaios de tração no aço.....	67
Tabela 5.1: Dados experimentais dos corpos de prova da Etapa I. ....	72
Tabela 5.2: Cobrimento em função do diâmetro da barra e do cilindro de concreto. ....	75
Tabela 5.3: Dados experimentais dos ensaios da Etapa II.....	76
Tabela 5.4: Resistências máximas dos corpos de prova no estudo do efeito da forma. ....	83
Tabela 5.5: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa I. ....	87
Tabela 5.6: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa II.....	88
Tabela 5.7: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa III. ....	89
Tabela 6.1: Características dos modelos numéricos.....	94
Tabela 6.2: Características mecânicas dos concretos utilizados.....	95
Tabela 6.3: Características mecânicas das barras de aço utilizadas. ....	96
Tabela 6.4: Parâmetros de aderência, simulação Etapa I. ....	98
Tabela 6.5: Parâmetros de aderência, simulação Etapa II. ....	99
Tabela 6.6: Parâmetros de aderência, simulação Etapa III.....	106
Tabela 6.7: Parâmetros de aderência recomendados em função do diâmetro da barra. ....	109

## LISTA DE FIGURAS:

Figura 1.1: Representação esquemática da metodologia do trabalho.....	4
Figura 2.1: Aço, concreto e tenção de aderência em uma viga - MacGREGOR (2012).....	7
Figura 2.2: Formação do anel de tração no concreto - Modificado de Tepfers (1979).....	9
Figura 2.3: Esquema de ruptura por arrancamento em barra lisa - Goto (1971).....	10
Figura 2.4: Desenvolvimento das trajetórias das tensões principais -Tavares (2012).....	11
Figura 2.5: Acabamento superficial de fios e barras lisas - Modificado de França (2004).	12
Figura 2.6: Aderência por adesão - Modificado de Alvarez & Luque (2003).....	13
Figura 2.7: Aderência por atrito - Modificado de Fusco (1995). ....	14
Figura 2.8: Aderência mecânica - Modificado de Fusco (1995). ....	14
Figura 2.9: Comprimento de aderência - Caneiro (2010).....	19
Figura 2.10: Valores adotados de $c_b$ - Caneiro (2010). ....	21
Figura 2.11: Relação analítica de tensão de aderência vs. deslizamento (CEB-FIP, 1993).	23
Figura 2.12: Representação esquemática dos corpos de prova propostos por RILEM RC5 (1973) - Modificado de França (2004). ....	25
Figura 2.13: Distribuição de tensões no ensaio de arrancamento - Modificado de MacGREGOR (2012).....	26
Figura 2.14: Configurações de ensaio recomendadas pela ACI Committee 408 (2003). ....	26
Figura 2.15: Geometria dos corpos de prova - Bazant & Sener (1989). ....	28
Figura 2.16: Curvas de força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para corpos de prova com barras de 10 mm de diâmetro - Yeih <i>et al.</i> (1997).....	30
Figura 2.17: Curvas de força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento para corpos de prova com barras de 12 mm de diâmetro - Yeih <i>et al.</i> (1997).....	30
Figura 2.18: Processo de fabricação dos corpos de prova (HADI, 2008). ....	32
Figura 2.19: Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento (RAO <i>et al.</i> , 2004). ....	32
Figura 2.20: Processo de fabricação e ensaio dos corpos de prova - Hadi <i>et al.</i> (2008). ....	33
Figura 2.21: Vista geral e detalhes da geometria dos corpos de prova - Valente (2012). ...	35
Figura 2.22:(a) Tensão de aderência em função do deslizamento da barra sob carregamento monotônico, (b) Influência da corrosão na resistência de aderência - Valente (2012). ....	36
Figura 2.23: (a) Configuração do ensaio de arrancamento, (b) Forma de ruptura do corpos de prova - Barbosa & Filho (2013).....	37
Figura 2.24: Curva de tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - Barbosa & Filho (2013). ....	38

Figura 2.25:Comportamento do contato no modelo analítico - Cruz & Barros (2004). ....	39
Figura 2.26:Simulação numérica de um ensaio de viga - Jendele & Cervenka (2006).....	40
Figura 2.27:Simulacao do elemento de interface - Murcia-Delso & Shing (2015).....	41
Figura 2.28: Discretização das armaduras - Durand & Farias (2012). ....	42
Figura 2.29: Interface representada por um elemento contínuo - Durand & Farias (2012).	43
Figura 2.30: Diferencial de área utilizado na integração do elemento de interface. ....	44
Figura 3.1: Esquema gráfico do programa experimental. ....	46
Figura 3.2: Tipos de confinamento nas estruturas. ....	46
Figura 3.3: (a) Máquina MTS Landmark 370.10 utilizada nos ensaios, (b) Controlador de dados e computador com software profissional, (c) Garra superior, (d) Garra inferior. ....	47
Figura 3.4: Dimensões e forma final dos corpos de prova da Etapa I. ....	48
Figura 3.5: Formas construídas e tubo isolante dos corpos de prova para da Etapa I. ....	49
Figura 3.6: Processo de cura dos corpos de prova. ....	49
Figura 3.7: Dimensões dos corpos de prova da Etapa II. ....	49
Figura 3.8: Formas dos corpos de prova Etapa II. ....	50
Figura 3.9: Corpos de prova da Etapa II. (a) Corpos de prova durante o processo de cura, (b) Nanta colocada sob os corpos de prova. ....	50
Figura 3.10: Dimensões e forma final dos corpos de prova da Etapa III. ....	51
Figura 3.11: Formas fabricadas para a obtenção dos corpos de prova da Etapa III. ....	51
Figura 3.12: Processo de cura dos corpos de prova da Etapa III. ....	51
Figura 3.13: Estrutura de fixação dos corpos de prova. ....	52
Figura 3.14: Geometria e características das chapas de aço. ....	52
Figura 3.15: Forma final da estrutura de fixação. ....	53
Figura 3.16: Projeto de estrutura de confinamento. ....	54
Figura 3.17: Forma final da estrutura confinante. (a) Vista em perspectiva, (b) Vista lateral, (c) Exemplo de uso no corpo de prova. ....	54
Figura 3.18: Posição dos SG na chapa de aço. ....	55
Figura 3.19: Procedimento de fixação do SG. (a) Lixamento da superfície, (b) Colocação do SG, (c) Fixação do SG com Super Bond <sup>®</sup> , (d) Proteção do SG com Araldite <sup>®</sup> . ....	55
Figura 3.20: (a) Computador com software profissional, (b) Conexão dos cabos aos aquiretores de dados, (c) Montagem do ensaio de arrancamento com chapa de confinamento. ....	56

Figura 3.21: (a) Corpo de prova durante o ensaio, (b) Deformações que experimenta o concreto devido ao deslizamento da barra, (c) Deformações que experimenta a chapa de confinamento durante o ensaio. ....	56
Figura 3.22: Pressão interna em um cilindro de parede fina. ....	57
Figura 3.23: Distribuição do programa experimental para Etapa I. ....	58
Figura 3.24: Distribuição do programa experimental para Etapa II. ....	59
Figura 3.25: Distribuição do programa experimental para Etapa III. ....	59
Figura 3.26: Corpos de prova distribuídos por etapas. ....	60
Figura 4.1: Esquema gráfico do processo de concretagem. ....	61
Figura 4.2: Ensaio de consistência do concreto no momento de recebimento do mesmo. .	62
Figura 4.3: Ensaio de resistência à compressão. (a) Corpos de prova a serem ensaiados, (b) Processo de ensaio na prensa EMIC, (c) Modo de ruptura dos corpos de prova. ....	62
Figura 4.4: Forma de ruptura dos corpos de prova nos ensaios de resistência a compressão. ....	63
Figura 4.5: Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade (NBR 8522: 2008). ....	63
Figura 4.6: Determinação do módulo de Elasticidade ( $E_c$ ) do Concreto A. (a) Ensaio do módulo de elasticidade, (b) Extensômetro eletrônico colocado no corpo de prova. ....	64
Figura 4.7: Ensaio de compressão diametral. ....	65
Figura 4.8: Ruptura dos corpos de prova. ....	65
Figura 4.9: Ensaio de tração no aço. ....	67
Figura 4.10: Diagramas tensão – deformação axial no aço para diferentes diâmetros de barra. ....	68
Figura 5.1: (a) Ensaio dos corpos de prova sem confinamento, (b) Detalhe do deslizamento “s” da barra durante o ensaio, (c) Ensaio dos corpos de prova com chapa de confinamento. ....	69
Figura 5.2: Ensaios da Etapa II: (a) Ensaio dos corpos de prova de 100 mm de diâmetro, (b) Ensaio dos corpos de prova de 150 mm de diâmetro, (c) Ensaio dos corpos de prova de 200 mm de diâmetro, (d) Deslizamento da barra durante o ensaio. ....	70
Figura 5.3: Ensaios da Etapa III: (a) Ensaio dos corpos de prova prismáticos, (b) Deslizamento da barra durante o ensaio. ....	70
Figura 5.4: Incremento das tensões máximas dos corpos de prova da Etapa I. ....	72
Figura 5.5: Tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 10 mm de diâmetro sem confinamento e com confinamento. ....	73

Figura 5.6: Tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 12 mm de diâmetro sem confinamento e com confinamento. ....	73
Figura 5.7: Representação gráfica do cobrimento de concreto “C”. ....	75
Figura 5.8: Surgimento de fissura durante o ensaio de arrancamento. ....	76
Figura 5.9: Variação das forças e tensões máximas dos corpos de prova devido ao aumento do diâmetro do corpo de prova, mantendo constante o diâmetro da barra (Etapa II). ....	77
Figura 5.10: Relação entre a tensão de aderência e o diâmetro dos corpos de prova. ....	78
Figura 5.11: Gráfico de tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 8 mm de diâmetro. ....	78
Figura 5.12: Gráfico de tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 10 mm de diâmetro. ....	79
Figura 5.13: Gráfico de tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 12 mm de diâmetro. ....	79
Figura 5.14: Influência da variação do diâmetro da barra nas tensões de aderência. Etapa I. ....	80
Figura 5.15: Influência da variação do diâmetro da barra nas tensões de aderência. Etapa II. ....	81
Figura 5.16: Influência da variação do diâmetro da barra nas tensões de aderência. Etapa III. ....	81
Figura 5.17: Geometria dos corpos de prova cilíndricos (200_12) e prismáticos (CPP_12). ....	82
Figura 5.18: Incremento das resistências dos corpos de prova pelo efeito da forma. ....	83
Figura 5.19: Comportamento da tensão de aderência em corpos de prova cilíndricos e prismáticos com barras de 8 mm de diâmetro. ....	84
Figura 5.20: Comportamento da tensão de aderência em corpos de prova cilíndricos e prismáticos com barras de 10 mm de diâmetro. ....	84
Figura 5.21: Comportamento da tensão de aderência em corpos de prova cilíndricos e prismáticos com barras de 12 mm de diâmetro. ....	85
Figura 5.22: Representação gráfica da rigidez do contato. ....	86
Figura 5.23: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa I. ....	87
Figura 5.24: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa II. ....	89
Figura 5.25: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa III. ....	90
Figura 6.1: Condição de contorno essencial nos modelos numéricos. ....	93

Figura 6.2: (a) Elemento sólido para simular concreto, (b) Elemento barra para simular aço. .....	93
Figura 6.3: Modelos realizados para a simulação numérica.....	94
Figura 6.4: Diagrama tensão <i>versus</i> deformação para armaduras passivas.....	96
Figura 6.5: Curva experimental e modelo numérico do comportamento da interface. ....	97
Figura 6.6: Curvas de tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. (a) Corpos de prova com barras de Ø10 mm, (b) Corpos de prova com barras de Ø12 mm.....	98
Figura 6.7: Curvas de tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. (a) Corpos de prova de 100 mm com barras de Ø8 mm (100_8), (b) Corpos de prova de 200 mm com barras de Ø8 mm (200_8). ....	100
Figura 6.8: Curvas de tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. (a) Corpos de prova de 100 mm com barras de Ø10 mm (100_10), (b) Corpos de prova de 150 mm com barras de Ø10 mm (150_10). ....	100
Figura 6.9: Curvas de tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. (a) Corpos de prova de 100 mm com barras de Ø12 mm (100_12), (b) Corpos de prova de 150 mm com barras de Ø12 mm (150_12). ....	101
Figura 6.10: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem. Modelo (100_8).....	102
Figura 6.11: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem antes e após a ruptura da aderência. Modelo (100_8). ....	102
Figura 6.12: Tensão de aderência em função do deslocamento imposto. ....	103
Figura 6.13: Campo de tensões em direção “z” no concreto, modelo (100_8). ....	104
Figura 6.14: Campo de tensões no concreto antes da ruptura da aderência. (a) Secção do modelo onde mostra o comportamento da malha, (b) Expansão do concreto.....	105
Figura 6.15: Campo de tensões na barra produto da força de arrancamento. Modelo (100_8). .....	105
Figura 6.16: Curvas de tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. (a) Corpos de prova prismáticos com barras de Ø8 mm (CPP_8), (b) Corpos de prova prismático com barras de Ø10 mm (CPP_10). ....	107
Figura 6.17: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem. Modelo (CPP_8).....	107
Figura 6.18: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem antes e depois da ruptura da aderência. Modelo (CPP_8). ....	108
Figura 6.19: Campo de tensões em direção “z” no concreto, modelo (CPP_8). ....	108

## LISTA DE SÍMBOLOS:

MEF	Método dos Elementos Finitos.
$M_1$	Momento de serviço fatorado.
$A_s$	Área da armadura em tração.
$jd$	Distância entre as resultantes das forças internas de compressão e tração em uma secção transversal.
$C$	Compressão.
$T$	Tração.
$R_{b1}$	Resistência de adesão.
$R_{b2}$	Resistência por atrito.
$P_t$	Pressão transversal.
$\tau_{ba}$	Tensão de aderência por atrito.
$R_{b3}$	Resistência mecânica.
$l_d$	Comprimento básico de ancoragem.
$\emptyset, d_b$	Diâmetro da barra de aço.
$f_y$	Tensão de escoamento da barra de aço.
$\tau_m$	Tensão de aderência.
$\eta_1$	Coefficiente que depende do tipo da superfície da barra.
$\eta_2, \psi_t$	Coefficiente que depende da situação de aderência.
$\eta_3, \psi_e$	Coefficiente que depende do diâmetro da barra.
$f_{ctd}$	Resistência a tração direta do concreto.
$f_{ctk,min}$	Resistência mínima a tração do concreto.
$f_{ck}$	Resistência à compressão característica do concreto.
$f_{ctk,inf}$	Resistência a tração indireta do concreto.
$\gamma_c$	Coefficiente de segurança do concreto.
$f_{ct,m}$	Resistência média a tração direta.
$N$	Força de arrancamento.
$U$	Força por unidade de comprimento que resiste a aderência.
$\lambda$	Coefficiente que depende do tipo de concreto
$\psi_s$	Coefficiente que depende do tipo de revestimento da barra.
$K_{tr}$	Coefficiente que depende da armadura transversal.

$A_{tr}$	Área total da armadura transversal.
$f_{yt}$	Tensão de escoamento da armadura transversal.
$s_t$	Separação máxima do reforço transversal.
$c_b$	Coefficiente que depende do cobrimento e espaçamento das barras de aço.
$c_1$	Cobrimento horizontal da barra de aço.
$c_2$	Cobrimento vertical da barra de aço.
$c$	Cobrimento da barra de aço.
$s_b$	Espaçamento entre as barra de aço.
$s$	Deslizamento da barra de aço.
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão de aderência máxima.
$\tau_{res}$	Tensão de aderência residual.
$\tau_b$	Tensão de aderência obtida experimentalmente.
$S_a$	Área superficial nominal da barra de aço.
<b>B</b>	Matriz de transformação.
<b>u</b>	Deslocamentos nodais.
<b>R</b>	Matriz de rotação.
<b>N</b>	Matriz de contém as funções de interpolação na região de interface.
<b>M</b>	Matriz de interpolação.
<b>K</b>	Matriz rigidez.
<b>P</b>	Perímetro.
<b>D</b>	Matriz constitutiva da interface.
<b>F</b>	Matriz das forças internas do elemento de interface.
<b>PVC</b>	Policloreto de vinila.
<b>MTS</b>	Máquina de Ensaio Universal Multiaxial
$\epsilon_c$	Deformação do concreto.
$\epsilon_s$	Deformação do aço.
$\sigma_r$	Tensão radial.
$\sigma_\theta$	Tensão tangencial.
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto.
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço.



$r_1$	Raio interno.
$r_2$	Raio externo.
$\sigma_a$	Tensão básica do concreto.
$\sigma_b$	Tensão máxima do concreto.
$\varepsilon_a$	Deformação do concreto quando submetido à tensão básica.
$\varepsilon_b$	Deformação do concreto quando submetido à tensão máxima.
$P_{m\acute{a}x}$	Força máxima do ensaio de tração do concreto.
$d$	Diâmetro do corpo de prova de concreto.
$l$	Comprimento do corpo de prova de concreto.
$k_s$	Rigidez do contato.
$\Delta\tau$	Variação de tensão cisalhante.
$\Delta s$	Variação de deslizamento da barra.
$\varepsilon_y$	Deformação do aço quando submetido à tensão de escoamento.
$s_1$	Deslizamento da barra quando começa a ruptura do contato.
$s_2$	Deslizamento da barra quando termina a ruptura do contato.
$s_3$	Deslizamento da barra quando começa a tensão residual de aderência.

# 1 INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais utilizados no setor da construção, especialmente pela sua resistência à compressão; entretanto, este é um material frágil e com baixa ductilidade. A capacidade resistente à tração do concreto é baixa, com apenas entre 5% a 10% da sua resistência à compressão. Esta característica faz com que as estruturas de concreto precisem ser armadas. O uso de armadura em uma estrutura de concreto é necessário, dado que o concreto é incapaz de resistir com segurança aos esforços de tensão provenientes das cargas solicitantes.

O concreto é um dos materiais compósitos mais usados na Engenharia Civil. Um material compósito é definido como o resultado da combinação de dois ou mais materiais diferentes para formar um novo com propriedades superiores às dos componentes. O concreto armado baseia-se no princípio da ação solidária entre a armadura e o concreto; esse efeito é possível devido à aderência entre os dois materiais, uma vez que para absorver os esforços solicitantes, os dois materiais atuam em conjunto como uma peça única. A qualidade da ligação entre esses materiais é o principal fator do bom desempenho do concreto armado.

O fato de o concreto e o aço possuírem propriedades mecânicas distintas faz com que na região de interface, tais materiais apresentem comportamento diferenciado. Esse comportamento tem importância decisiva na capacidade de carga das estruturas de concreto armado. O conhecimento das propriedades da interface é requisito indispensável para a definição e aplicação das normas de cálculo com prescrições relacionadas a ancoragem e emendas por transpasse das barras de aço, por exemplo.

Este trabalho propõe um estudo experimental com o objetivo de estimar parâmetros da interface aço-concreto para sua aplicação em modelos numéricos. Estes modelos são utilizados na simulação de estruturas de concreto armado sob a base do Método dos Elementos Finitos (MEF). Para esse fim, foi necessário a realização de ensaios de arrancamento direto em corpos de prova de concreto sob diversas condições como: diferentes diâmetros de barra e geometrias de corpos de prova. Tendo como base os resultados experimentais foram obtidas conclusões em relação às diversas condições de ensaio. Por outro lado, na modelagem numérica foi proposto o uso de um modelo constitutivo simplificado para simular a interface baseado no modelo do CEB-FIP (2010).

Finalmente, os parâmetros mecânicos obtidos dos ensaios foram utilizados em análises numéricas de forma a verificar a eficácia do modelo utilizado para representar o comportamento da interface.

## 1.1 MOTIVAÇÃO

O interesse em se conhecer o complexo mecanismo da aderência entre o aço e o concreto nas estruturas, vem a partir da década de 40, crescendo substancialmente até esses dias. Através de análises teóricas e/ou ensaios práticos, pesquisadores têm tido como interesse a explicação desse fenômeno para, de forma mais realista, estabelecer parâmetros que expressem a evolução da tensão de aderência em função do deslizamento da barra de aço e, assim, permitir o desenvolvimento de métodos e modelos que serão aplicados na análise comportamental e no cálculo de estruturas.

A transferência de força de uma barra para o concreto é um fenômeno de grande complexidade, pelo fato dos materiais envolvidos serem de diferente natureza e, portanto, tem propriedades mecânicas e comportamentos diferenciados. De fato, são vários os fatores que influenciam o comportamento da aderência, por exemplo, o diâmetro da barra, cobertura do concreto, resistência à compressão do concreto e a tensão de confinamento, dentre outros.

É conhecido que a existência de tensão confinante altera os resultados de ensaios de arrancamento. Entretanto, pode-se destacar que na revisão bibliográfica foram encontradas poucas pesquisas que consideram o efeito do confinamento passivo (Rao *et al.* (2004) e Hadi (2008)) e nenhuma pesquisa tem levado em conta o confinamento ativo. Os trabalhos experimentais aprofundados consideram fundamentalmente o confinamento passivo variando o volume de concreto, dado pela variação das dimensões dos corpos de prova, e em outros casos, colocando armadura de cisalhamento. Ainda, é importante destacar que estas pesquisas não conseguem quantificar o grau de confinamento obtendo, portanto, apenas resultados qualitativos. A existência de poucas pesquisas levando em conta o confinamento está fundamentada pela complexidade em medir experimentalmente tanto a própria tensão de confinamento quanto a tensão de aderência.

Por outro lado, a criação e validação de modelos numéricos tem grande importância na previsão do comportamento das estruturas. Através dos modelos numéricos torna-se possível mensurar a influência de diferentes parâmetros e condições em tempo reduzido. Parte importante da obtenção de resultados refinados nas simulações passa pelo aperfeiçoamento dos programas computacionais de análise estrutural, mas também, pela obtenção de parâmetros mecânicos dos materiais envolvidos através de ensaios experimentais. Desta forma, contando com os parâmetros e modelos apropriados, pretende-se obter resultados mais precisos nas modelagens numéricas de estruturas reais.

Levando em consideração as premissas apresentadas anteriormente, a principal motivação deste trabalho é a obtenção dos parâmetros fundamentais de aderência aço-concreto através do estudo experimental para alimentar modelos numéricos na simulação de estruturas de concreto armado e, desta forma, contribuir no avanço do conhecimento nesta área.

## **1.2 OBJETIVOS**

De acordo com o exposto anteriormente, este trabalho tem como objetivo obter os parâmetros fundamentais do comportamento da aderência aço-concreto através da investigação experimental por meio de ensaios de arrancamento direto, visando a utilização destes resultados experimentais na aplicação em modelos numéricos baseados no Método de Elementos Finitos (MEF).

A seguir, explicam-se os objetivos específicos para atingir o objetivo geral deste trabalho:

- Realizar ensaios experimentais de arrancamento direto para determinar as curvas experimentais de tensão cisalhante no contato *versus* deslizamento da barra.
- Analisar a influência de diferentes condições de ensaio como o nível de confinamento, diâmetro da barra, cobrimento de concreto e efeito da forma dos corpos de prova na resistência do contato.
- Simular numericamente os ensaios de arrancamento direto utilizando os parâmetros obtidos nos resultados experimentais e um código computacional de Método de Elementos Finitos (MEF).
- Obter por meio da análise numérica as curvas de comportamento de tensão de aderência *versus* deslizamento e comparar com as curvas de comportamento obtidas experimentalmente, de forma a calibrar os modelos numéricos.

### 1.3 METODOLOGIA

Para atingir os objetivos acima estabelecidos foi adotada metodologia a seguir, a mesma que foi dividida em três partes: revisão bibliográfica, investigação experimental e análise numérica.

A primeira parte desta dissertação consiste em uma ampla revisão bibliográfica sobre o fenômeno da aderência aço-concreto, de modo a fornecer os conhecimentos básicos e necessários para a realização desta pesquisa.

A segunda parte engloba a realização da investigação experimental. Esta parte foi dividida em três etapas (Etapa I, Etapa II e Etapa III) pelo volume de ensaios que foram realizados. Estas etapas de trabalho foram definidas pelos parâmetros a serem avaliados e geometria dos corpos de prova utilizada.

A terceira fase deste trabalho compreende um estudo numérico. Esta fase consiste na implementação e simulação numérica dos ensaios realizados usando a biblioteca de elementos finitos FemLab, levando em conta os modelos constitutivos dos materiais envolvidos e do contato entre eles. Portanto, na Figura 1.1 mostra-se de forma gráfica a metodologia utilizada e a divisão por fases e etapas desta dissertação.

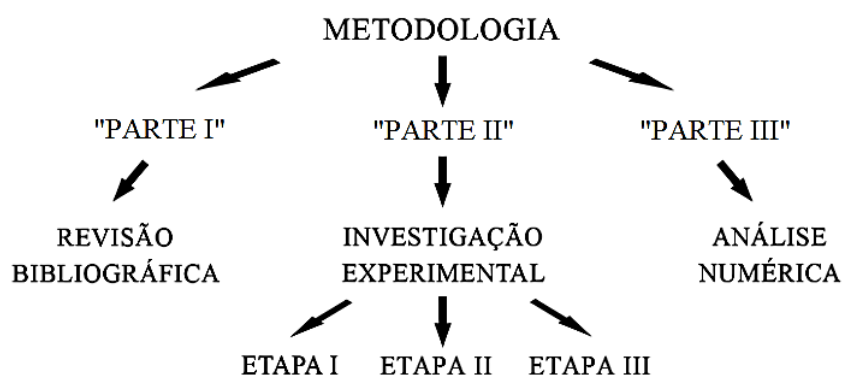


Figura 1.1: Representação esquemática da metodologia do trabalho.

### 1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O Capítulo 2 apresenta uma ampla revisão bibliográfica sobre a aderência aço-concreto aprofundando nos mecanismos de ruptura e nos parâmetros que influenciam na mesma. Ainda neste capítulo são apresentadas as recomendações sobre este tema dadas tanto pela

norma brasileira quanto por normas internacionais. Também, são revistos estudos experimentais existentes sobre aderência. Finalmente, é feita uma revisão de pesquisas sobre aderência baseadas em análises numéricas com o MEF.

O Capítulo 3 relata como foi concebido o programa experimental para estudar os parâmetros definidos neste trabalho juntamente com o procedimento dos ensaios realizados. Posteriormente este capítulo descreve o processo de fabricação dos corpos de prova para cada etapa experimental assim como os mecanismos adicionais construídas para realizar os ensaios. Na parte final do capítulo é apresentada a distribuição dos ensaios a serem realizados em cada etapa incluindo a nomenclatura dos corpos de prova.

No Capítulo 4 é descrito o processo de caracterização dos materiais utilizados nos corpos de prova, uma vez que as informações obtidas são necessárias na fase de análise numérica. Assim, mostram-se as principais propriedades mecânicas do concreto e do aço utilizados.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados experimentais obtidos dos ensaios de arrancamento. Neste sentido, é apresentada uma análise da influência na resistência da aderência dos parâmetros estudados neste trabalho. Finalmente mostra-se a forma de cálculo do parâmetro da rigidez do contato ( $k_S$ ) de todos os corpos de prova testados em cada etapa experimental.

No Capítulo 6 são apresentadas as análises numéricas dos ensaios de arrancamento utilizando os parâmetros obtidos na fase experimental. A seguir são descritos os modelos constitutivos utilizados para simular tanto os materiais envolvidos quanto o contato entre eles assim como os programas computacionais utilizados para a análise, visualização e pós-processamento dos resultados.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões propostas em relação à investigação experimental e em relação às simulações numéricas. Por último, são apresentadas as sugestões feitas para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

Neste capítulo são apresentadas as definições de aderência aço-concreto e os mecanismos de ruptura, assim como os diferentes mecanismos de aderência e os fatores que a influenciam. Posteriormente, faz-se uma breve apresentação sobre as recomendações das normas europeia, brasileira, americana e cubana a respeito da aderência aço-concreto, em especial sobre o comprimento de ancoragem. A seguir é apresentado um resumo de diferentes estudos anteriormente realizados sobre o tema em questão. Finalmente são aprofundados outros estudos sobre o tema desde o enfoque numérico assim como uma apresentação da modelagem do concreto armado via Método dos Elementos Finitos (MEF).

### 2.1 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Vários autores abordam a aderência aço-concreto como o fenômeno básico sobre o qual baseia-se o funcionamento do concreto armado como material estrutural (Rao *et al.* (1962); Sener & Bazant (1989); Yeih (1997); Xinzheng (2000); Fernandes (2000); Tastani & Pantazopoulou (2002); Alvarez (2003); França (2004); Soliman (2006); Hadi (2008); Brisotto (2011); Casanova (2012); Valente (2012); Sabão (2013); Li (2014). Se não existisse esta aderência as barras não seriam solicitadas, portanto, seriam incapazes de assumir tensão uma vez que elas deslizariam sem encontrar resistência alguma ao longo de seu comprimento e não acompanhariam a deformação do concreto. Pode-se definir aderência como o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre a barra de aço da armadura e o concreto que a envolve. Esse fenômeno é tão importante, que a própria definição de concreto armado se condiciona à sua existência.

Segundo Montoya *et al.* (2001), em virtude do fenômeno da aderência pode-se dizer que as armaduras são capazes de absorver as solicitações em um estágio inicial de forma conjunta com o concreto; esta ligação assegura a aderência perfeita entre a armadura e o concreto circunvizinho sob a ação de cargas. Em seguida, quando o processo de fissuração começa, as armaduras absorvem as tensões de tração com uma distribuição mais ou menos regular ao longo da peça.

A forma usual de mensurar o comportamento do contato tem sido por meio da definição de uma “tensão de aderência”, que não é mais que uma medida do esforço originado pelas solicitações atuantes na interface aço-concreto. Esta tensão de aderência pode ser estimada

a partir de expressões de cálculo propostas por normas e procedimentos provenientes de ensaios feitos em laboratório e de modelos matemáticos desenvolvidos.

A distribuição dessa “tensão de aderência” ao longo da interface tem importância decisiva em relação a capacidade de carga e de serviço das peças de concreto armado. Esse conhecimento é essencial para a compreensão do comportamento e cálculo de ancoragens retas, dos ganchos e das emendas por transpasse das barras da armadura nos elementos estruturais; da mesma forma, para o cálculo das deflexões e para o controle da fissuração, portanto da quantidade mínima de armadura.

Pode-se observar na Figura 2.1 o comportamento das tensões em uma viga de concreto reforçado e finalmente na Figura 2.1 (e), a distribuição de tensões de aderência entre as barras e o concreto proposto por MacGREGOR (2012)

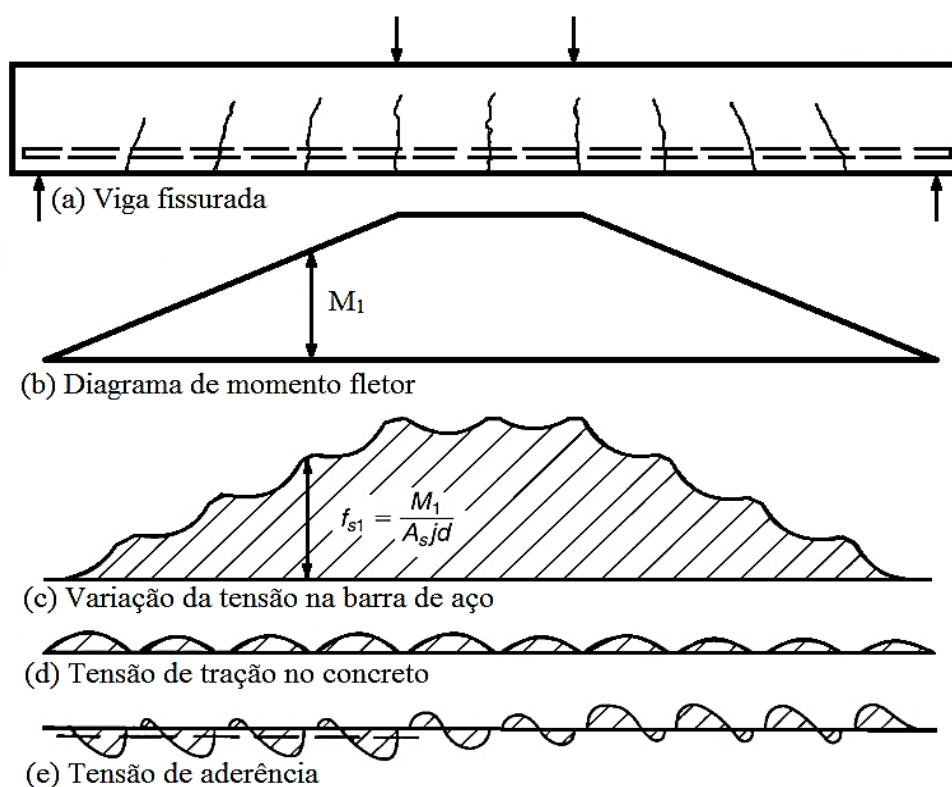


Figura 2.1: Aço, concreto e tensão de aderência em uma viga - MacGREGOR (2012).

A aderência é responsável pela ancoragem da armadura no concreto, pelo equilíbrio na zona de ancoragem com as bielas de compressão, que se propagam pelo concreto a partir da extremidade da armadura, e ainda, serve para impedir o escorregamento dessa armadura nos segmentos entre fissuras, mantendo a união entre os materiais nessas zonas, limitando a



abertura de fissura, e uma melhor distribuição das mesmas ao longo da peça, podendo evitar flechas excessivas e rupturas localizadas.

De acordo com Caetano (2008), pode-se dizer que, em nível global, uma boa aderência indica que a deformação da armadura será igual a das fibras vizinhas de concreto, subsidiando a hipótese das seções planas de Bernoulli e o cálculo de concreto por compatibilidade de esforços derivados destas deformações. Entretanto, em nível local, o comportamento é bem mais complexo, pois envolve a consideração da presença de descontinuidades, como as fissuras, nas quais as deformações do aço tendem a serem maiores, e a consideração de eventuais deslocamentos relativos localizados entre a armadura e o concreto. Neste nível verifica-se que as deformações do aço e do concreto não são exatamente iguais ou homoganeamente distribuídas. Desta forma, o autor conclui que a eficiência da ligação aço-concreto pode ser quantificada mediante a relação tensão de aderência *versus* deslizamento, a qual expressa o deslizamento relativo esperado quando se aplica uma determinada tensão na interface.

Deslizamentos pequenos na barra sugerem danos locais ou acomodações da interface. Entretanto, quando o deslizamento atinge valores máximos, este vem a produzir a destruição da aderência, o que pode ser associado a certo estado de deformação e fissuração. Alguns limites de deslizamento são apresentados nas normas e procedimentos de projeto estrutural, sendo estes geralmente associados a um estado de deformação e fissuração inaceitável (FERNANDES, 2011).

Diversas são as causas que podem provocar a variação da tensão de aderência no contato aço-concreto. Segundo Fernandes (2000) e Alvarez & Luque (2003) as principais causas da variação dessas tensões são as seguintes:

- Ações externas que modificam as tensões de tração e de compressão nas armaduras, por exemplo, o efeito da retração do concreto.
- Fissuras que causam grandes concentrações de tensões de aderência nas regiões de descontinuidade.
- Ancoragem das barras que, pela presença das tensões de aderência, permitem que a força atuante na barra seja integralmente transferida ao concreto.
- Retração do concreto que é impedida pela barra de aço, ocasionando tensões de tração no concreto e tensões de compressão na armadura

- Deformação lenta do concreto em peças comprimidas de concreto armado (pilares), devido ao encurtamento causado pela deformação lenta, a armadura sofre um acréscimo de tensões de compressão, aliviando o concreto.

Segundo Leonhardt & Momming (1979), citados por Tavares (2012), os principais modos de ruptura da aderência aço-concreto são:

- Ruptura por deslizamento da barra de aço “*bond failure*”: ocorre quando os consoles de concreto entre as nervuras são rompidos, permitindo o deslizamento da barra de aço do interior do concreto sendo uma ruptura dúctil. Ocorre quando o cobrimento de concreto é suficiente para resistir às tensões radiais ou quando existe armadura transversal suficiente para impedir ou retardar a propagação da fissuração por fendilhamento. A ruptura da aderência não se dá por simples deslizamento da barra de aço dentro do concreto, dado que os esforços mobilizados pela aderência criam no concreto uma região microfissurada no entorno das barras.
- Ruptura por fendilhamento “*splitting failure*”: consiste da ruptura do concreto adjacente à barra de aço proveniente do aumento das tensões que superam a capacidade resistente da peça, originando uma fissuração intensa na direção transversal e longitudinal. Este tipo de ruptura ocorre quando o nível de confinamento não é suficiente para garantir o arrancamento da barra, ou quando o cobrimento de concreto é inferior a três vezes o diâmetro da barra como pode-se observar na Figura 2.2. Nesse caso, quando a carga aumenta, as fissuras se propagam radialmente. Um maior revestimento pode retardar o aparecimento das fissuras superficiais.

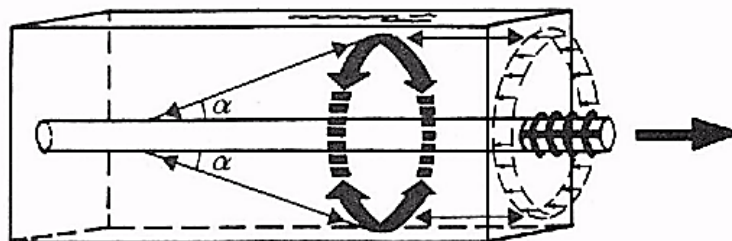


Figura 2.2: Formação do anel de tração no concreto - Modificado de Tepfers (1979).

Ainda existem outros modos de ruptura, onde se destaca fundamentalmente a ruptura da barra de aço, que ocorre quando o aço atinge a tensão de ruptura antes que o concreto atinja a sua capacidade máxima.

Nas barras sem nervuras, classificadas como barras lisas, ocorre ruptura por arrancamento e a aderência é dada principalmente devido à adesão química entre a pasta de cimento e a barra. Quando a adesão química é rompida surge uma resistência aos deslizamentos devido ao atrito. Quando esta resistência se torna esgotada, o fendilhamento não é generalizado, mas a barra é arrancada deixando atrás de si um orifício quase intacto dentro do concreto como ilustra-se na Figura 2.3.

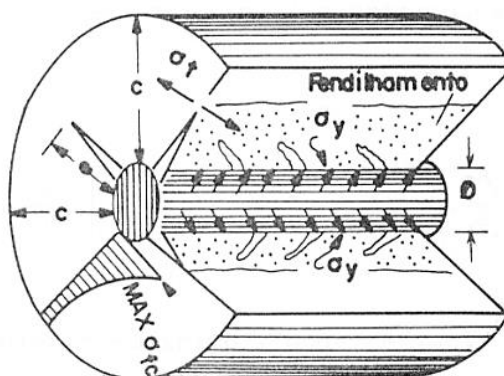


Figura 2.3: Esquema de ruptura por arrancamento em barra lisa - Goto (1971).

Nas barras nervuradas, criadas para desenvolver maior aderência do que as lisas, o fenômeno da aderência tem natureza fundamentalmente diferente. Segundo França (2004), a resistência aos deslizamentos neste tipo de barras se deve principalmente à resistência que o concreto oferece às pressões que sobre ele são exercidas pelas nervuras, ou seja, nas barras nervuradas a aderência depende principalmente da ação mecânica entre o concreto e as nervuras. O efeito da adesão química é pequeno e o atrito não ocorre até que haja escorregamento entre a barra e o concreto.

A grande diferença, comparando com o caso das barras lisas, descrito acima, é que o travamento com as nervuras não pode ser perdido. Consequentemente, somente um fendilhamento generalizado pode pôr um fim a este estágio de aderência.

Segundo Leonhardt & Mommig (1979), citados por Tavares (2012), sempre que ocorrer variação de tensão axial em um determinado trecho de uma barra de aço do elemento de concreto armado, aparecerão tensões de aderência. Essa tensão de aderência ocasiona tensões principais de tração e compressão no concreto. Na Figura 2.4 mostram-se as trajetórias dessas tensões em um ensaio de arrancamento.

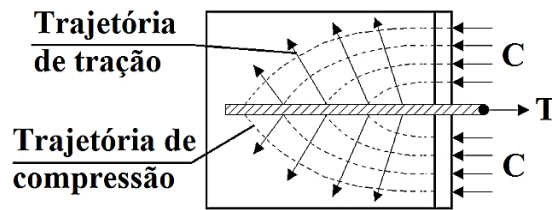


Figura 2.4: Desenvolvimento das trajetórias das tensões principais -Tavares (2012).

Como descreve a hipótese de aderência perfeita, tanto na compressão quanto na tração antes da fissuração, a armadura e o concreto circundante possuem deformações iguais. No momento quando começa a fissuração no concreto, essas deformações na proximidade das fissuras passam a ser diferentes, a armadura alonga mais que o concreto. A diferença de alongamento dos materiais implica a existência do deslizamento da armadura em relação ao concreto.

Em geral, o estudo do problema de ancoragem das barras solicitadas à tração, de forma a permitir que os esforços sejam transmitidos ao restante da estrutura, não é fácil. Atualmente ele se baseia, em grande parte, na realização e modelagem numérica dos resultados de ensaios de arrancamento de barras de aço de blocos de concreto, cujo objetivo é verificar como responde uma barra isolada ao incremento de tensões de tração. O ensaio mais comum e simples é o ensaio de arrancamento centrado, também conhecido como ensaio de “*pull-out test*” (FERNANDES, 2000).

## 2.2 MECANISMOS DE ADERÊNCIA

A solidarização da armadura ao concreto é garantida pela existência da aderência aço-concreto. A aderência entre os dois materiais é composta por várias parcelas, onde a determinação delas, separadamente, é de muito dificultoso devido aos vários fenômenos envolvidos.

Segundo Yeih *et al.* (1997), aderência aço-concreto em elementos de concreto armado é composta por três parcelas: a aderência por adesão química, a aderência por atrito e a aderência mecânica. Esta divisão, no entanto, é simplesmente didática, não sendo possível ainda ser obtido o valor de cada componente isoladamente devido à complexidade dos fenômenos implicados.

No caso das barras lisas, a ligação deve-se fundamentalmente a aderência por adesão química e aderência por atrito. Para este tipo de barras a aderência mecânica pode ser desprezada, dado que não existe o travamento mecânico que proporcionam as nervuras. No caso das barras nervuradas, essas parcelas podem ser desprezadas, pois a aderência neste caso logra-se fundamentalmente pela aderência mecânica que ocorre entre o concreto e as nervuras da barra de aço.

### 2.2.1 Aderência por adesão química

A parcela de aderência por adesão química é originada devido às ligações físico-químicas desenvolvido na interface entre o concreto e a barra de aço durante as reações de hidratação do cimento. Trata-se da ligação intermolecular dos compostos envolvidos, seja por ações químicas como reação de solidarização entre compostos ativos, ou físicas, mais comumente termo-fusão.

A adesão química também depende da rugosidade e estado de limpeza da superfície das armaduras. Na Figura 2.5 pode-se observar diferentes terminações da superfície do aço em barras lisas, dado que este tipo de barras são as que fundamentalmente dependem da adesão química, como foi exposto acima.

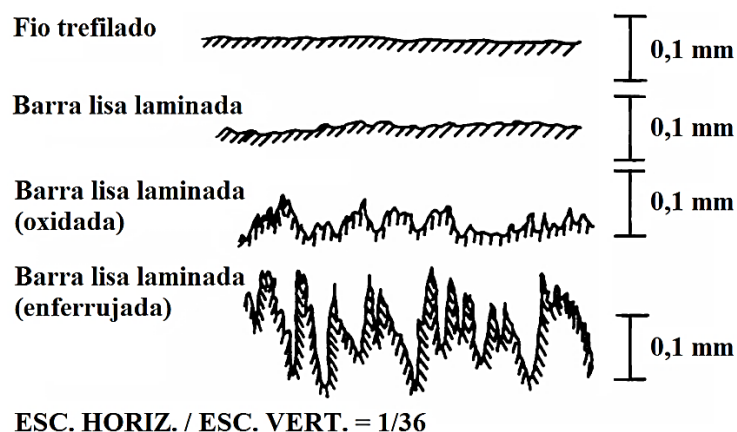


Figura 2.5: Acabamento superficial de fios e barras lisas - Modificado de França (2004).

Essa parcela pode ser verificada por uma resistência de adesão  $R_{b1}$  que se opõe à separação de um bloco concretado diretamente sobre uma chapa de aço como ilustra-se na Figura 2.6. Neste caso, verifica-se somente a existência da ligação por adesão.

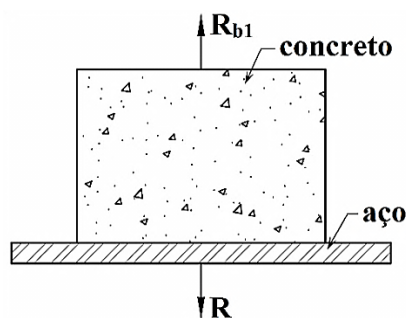


Figura 2.6: Aderência por adesão - Modificado de Alvarez & Luque (2003).

É comum considerar que esta aderência por adesão seja destruída pelas ações de serviço ou retração do concreto que provocam pequenos deslocamentos relativos entre a barra de armadura e o concreto, e que as tensões de aderência próximas da ruptura sejam mobilizadas pela aderência por atrito e pela aderência mecânica.

### 2.2.2 Aderência por atrito

A parcela relativa ao atrito surge quando há a tendência de deslocamento entre os dois materiais. Sempre que houver o mínimo deslocamento relativo entre aço e o concreto se origina uma resistência por atrito.

No concreto armado esta característica é percebida principalmente pelo envolvimento completo da barra de aço pela pasta de cimento, favorecendo assim seu apresamento e o aumento da força de atrito resistente que ocorre quando existe a tendência de movimento após o rompimento da adesão.

Segundo Brisotto (2011), alguns autores consideram que a contribuição do atrito na tensão de aderência só tem importância nas barras lisas, uma vez que o coeficiente de atrito é função da rugosidade superficial da barra. Eles argumentam que para barras nervuradas, esta parcela não se desenvolve devido à presença das nervuras que são imediatamente solicitadas quando a adesão é perdida. Entretanto, a maioria dos pesquisadores admite que esta parcela exista, pelo menos teoricamente, para todas as configurações superficiais das barras.

A aderência por atrito  $\tau_{ba}$  se manifesta devido a pressão transversal  $P_t$  do concreto sobre a armadura como pode-se observar na Figura 2.7. Pode ser por retração dado que a barra de aço ao restringir as deformações do concreto origina uma pressão transversal que é exercida pelo concreto sobre a barra, ou por confinamento externo aplicado transversalmente. Essa

parcela de aderência é determinada a partir de testes de arrancamento que consistem na aplicação de uma força de tração  $R_{b2}$  na barra.

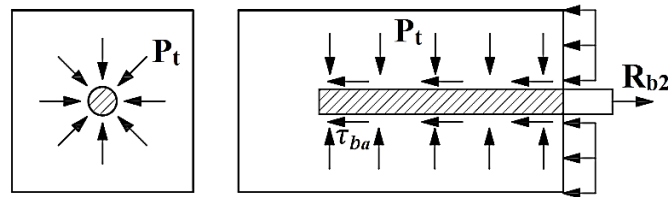


Figura 2.7: Aderência por atrito - Modificado de Fusco (1995).

Nesse caso a parcela de aderência por adesão pode ser considerada como acréscimo na resistência de aderência por atrito obtida por meio de ensaio de arrancamento, pois a resistência de arrancamento por atrito  $R_{b2}$  é substancialmente superior à resistência por adesão  $R_{b1}$ .

### 2.2.3 Aderência mecânica

A aderência mecânica é a parcela de aderência devida à irregularidade da conformação superficial da armadura decorrente da presença de saliências na superfície da barra (nervuras laminadas, estrias). Essa componente é dada porque as nervuras criam consoles no concreto, levando ao surgimento de forças concentradas de compressão que são perpendiculares às faces das nervuras no instante em que a barra é tracionada ou comprimida e tende a deslizar.

A aderência mecânica é caracterizada pela força  $R_{b3}$ . Mesmo em barras lisas, existe o efeito da aderência mecânica, devido às irregularidades superficiais decorrentes do processo de laminação como mostra-se na Figura 2.8. O mecanismo de aderência mecânica é o mais eficaz e confiável.

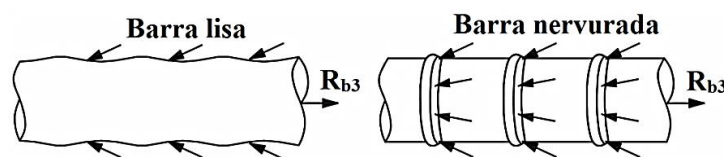


Figura 2.8: Aderência mecânica - Modificado de Fusco (1995).

De acordo com Alvarez & Luque (2003), as saliências na superfície das barras nervuradas funcionam como pontos de apoio que mobilizam as tensões de compressão no concreto. Na região das nervuras o estado de tensão provoca a formação de micro-fissuração e o micro-esmagamento do concreto.

Segundo Eligehausen *et al.* (1983), citado por Alvarez & Luque (2003), a parcela de aderência mecânica é responsável pela maior parte do valor total da aderência, pois a resistência  $R_{b3}$  de arrancamento mecânico é muito maior que a resistência por adesão  $R_{b1}$  e a resistência de arrancamento por atrito  $R_{b2}$

### **2.3 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NA ADERÊNCIA**

Existem vários fatores que influenciam na aderência. Os principais fatores que devem ser levados em conta no dimensionamento estrutural são: resistência mecânica do concreto, limite de escoamento do aço, diâmetro das barras de aço, espaçamento entre as barras de aço, posição das barras na concretagem, confinamento do concreto, composição do concreto fresco, idade de carga, adensamento do concreto fresco, rugosidade da barra de aço, cobrimento de concreto ao redor das barras de aço, formas e dimensões das nervuras das barras de aço, comprimento de ancoragem e o tipo de carregamento; entre outros.

A resistência mecânica do concreto é uma das características mais relevantes, influencia diretamente na capacidade de transmissão de esforços. Quanto mais resistente for o concreto, maior será a resistência de aderência do engate entre o concreto e a barra de aço que, ao ser solicitada, produz esforços no concreto mesmo após a adesão ser comprometida. Quanto mais resistente o concreto, menores as possibilidades de fendilhamento, fenômeno ligado à resistência de tração.

Outro fator importante é o diâmetro da barra de aço. A variação do diâmetro da barra, leva conseqüentemente a uma variação da área da superfície da interface aço-concreto. Trabalhos experimentais realizados por Ducatti (1993) mostraram que o aumento do diâmetro da barra reduz a tensão máxima da aderência. Esta constatação é justificável pela espessura da zona de transição, mais grossa nas barras de maior diâmetro, a qual aliada às maiores dimensões das nervuras (transversais e longitudinais) “seguram” mais água de amassamento na face inferior da barra provocando uma exsudação interna e enfraquecendo a ligação argamassa-armadura.

No caso do adensamento do concreto, este pode ser crítico para a aderência, dado que as zonas de ancoragem são pontos onde normalmente se tem uma elevada percentagem de armadura, ocasionando maiores dificuldades de concretagem e, como consequência, maior a possibilidade de surgimento de vazios, tornando esta região mais fraca quando for



solicitada. É muito importante fazer corretamente o processo de vibração para que o concreto ocupe o espaço todo e não fiquem zonas sem concreto, fundamentalmente as zonas circunvizinhas as barras de armadura. De acordo com CEB-FIP (1993), o adensamento influencia a aderência da mesma forma com que influencia a resistência à compressão.

A rugosidade da barra de aço também é um parâmetro importante no comportamento da aderência. O estado superficial das barras lisas, onde a resistência de aderência está ligada à adesão, tem influência significativa sobre a aderência que elas possam desenvolver. De acordo com o CEB-FIP (1993) as barras lisas contaminadas com desmoldante praticamente não apresentam aderência. No entanto, até um determinado nível de oxidação na barra, esta proporciona um aumento na resistência de aderência. Para barras nervuradas, onde a adesão representa uma pequena parcela da resistência da aderência, o estado superficial da barra não influencia nessa resistência. Neste caso a aderência é assumida fundamentalmente pela aderência mecânica, como foi exposto anteriormente.

O confinamento do concreto tem também importância decisiva no comportamento da ligação. Este pode ser dado pela aplicação de força externa transversalmente, pela quantidade de armadura colocada ao redor da seção da peça ou pelas dimensões da peça. Quanto maior for o confinamento do concreto ao redor da barra, maior será o atrito entre os elementos, proporcionando assim maior resistência no contato. A falta de confinamento está ligada ao fenômeno do fendilhamento que é uma das formas de ruptura da aderência.

O cobrimento de concreto ao redor das barras de aço, de igual forma, é de grande importância. Quanto maior for o cobrimento, maior será o grau de confinamento e, conseqüentemente, maior a tensão de aderência. De acordo com o FIB (2000) citado por Tavares (2012), sem pressão transversal externa ou sem armadura transversal suficiente, um cobrimento de aproximadamente três vezes o diâmetro da barra parece ser suficiente para admitir ruptura por deslizamento e evitar a ruptura por fendilhamento do concreto.

Em relação ao comprimento de ancoragem, pode-se dizer que quanto maior for este, maior será a capacidade resistente da ligação entre a barra de aço e o concreto. O comprimento de ancoragem favorece uma melhor distribuição de tensões ao longo da interface, resultando em menores concentrações de tensões e elevando a resistência da aderência do conjunto. Porém, este incremento da resistência não é linearmente proporcional ao comprimento, pois a tensão de aderência é variável ao longo da barra de armadura (FERNANDES, 2011).

## 2.4 NORMAS SOBRE ADERÊNCIA

A seguir serão apresentadas as recomendações da Recomendação CEB-FIP (2010), a Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014, a Norma Americana ACI 318:2011 e da Norma Cubana NC 207:2003 para a consideração da aderência aço-concreto no projeto estrutural.

### 2.4.1 Recomendação – CEB-FIP:1990

O Comitê Europeu du Beton CEB-FIP (2010) considera o comprimento básico necessário  $l_d$  para que ocorra a transferência de esforços do concreto a uma barra de diâmetro  $\emptyset$  como:

$$l_d = \frac{\emptyset f_y}{4 \tau_m} \quad (2.1)$$

onde  $l_d$  é o comprimento básico de ancoragem,  $\emptyset$  é o diâmetro da barra,  $f_y$  é a tensão de escoamento da barra e  $\tau_m$  é a resistência de aderência, obtida pela equação:

$$\tau_m = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.2)$$

onde o parâmetro  $\eta_1$  é o coeficiente que depende do tipo de superfície da barra,  $\eta_2$  é o coeficiente que depende da situação da aderência,  $\eta_3$  é o coeficiente que depende do diâmetro da barra e por último  $f_{ctd}$  é a resistência do concreto à tração direta.

Tabela 2.1: Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  e  $\eta_3$ .

Característica	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$
Lisa	1,0	-	-
Entalhada	1,4	-	-
Nervurada	2,25	-	-
Boa	-	1,0	-
Má	-	0,7	-
$\emptyset < 32 \text{ mm}$	-	-	1,0
$\emptyset > 32 \text{ mm}$	-	-	$(132 - \emptyset) / 100$

De acordo com CEB-FIP (2010) considera-se situação de boa aderência quando:

- As barras apresentem uma inclinação de 45° a 90° em relação à horizontal, ou.
- As barras apresentem uma inclinação menor que 45° em relação à horizontal, desde que:
  - ✓ Estejam situadas no máximo a 250 mm do fundo do elemento.
  - ✓ Estejam situadas abaixo de 300 mm do topo do elemento estrutural durante a concretagem.

Os trechos onde não sejam cumpridas essas condições são considerados trecho de má aderência.

O valor de  $f_{ctd}$  é dado pela equação abaixo:

$$f_{ctd} = f_{ctk,min}/1,50 \quad (2.3)$$

o parâmetro  $f_{ctk,min}$  é calculado como:

$$f_{ctk,min} = f_{ctko,min} \left( \frac{f_{ck}}{f_{cko}} \right)^{2/3} \quad (2.4)$$

onde  $f_{ctk,min}$  é o valor mínimo da resistência característica a tração do concreto,  $f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto, o parâmetro  $f_{ctko,min} = 0.95$  MPa e  $f_{cko} = 10$  MPa.

#### **2.4.2 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014**

A Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014 baseou-se na recomendação CEB-FIP (2010) para o cálculo do comprimento de ancoragem necessário para ancorar a barra de aço no elemento de concreto.

Segundo ABNT NBR 6118:2014 considera-se em boa situação de aderência os trechos das barras que estejam em uma das seguintes posições:

- Com inclinação maior que 45° sobre a horizontal.
- Horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
  - ✓ Sejam elementos estruturais com  $h < 60$  cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.
  - ✓ Sejam elementos estruturais com  $h > 60$  cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

Já os trechos das barras em outras posições devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

No cálculo da resistência de aderência entre a armadura e o concreto, a ancoragem de armaduras deve ser obtida pela (2.2), apresentada no item anterior, da mesma forma que os coeficientes  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  e  $\eta_3$  são obtidos de acordo com a Tabela 2.1.

O valor de  $f_{ctd}$  é dado pela equação abaixo:

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (2.5)$$

por sua vez, o parâmetro  $f_{ctk,inf}$  é calculado pela seguinte expressão:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (2.6)$$

o parâmetro  $f_{ct,m}$  para concretos de classe até C50 é dado por:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.7)$$

e para concretos de classe C55 até C90 por:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (2.8)$$

Nas equações acima, o termo  $f_{ctk,inf}$  é a resistência à tração indireta,  $\gamma_c$ : é o coeficiente de segurança do concreto,  $f_{ct,m}$  é a resistência à tração direita média e  $f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, define-se comprimento de ancoragem básico  $l_d$  como o comprimento reto necessário para ancorar a força limite  $A_s f_y$ , admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a  $\tau_m$ . O comprimento  $l_d$  é calculado através de:

$$l_d = \frac{\phi f_y}{4 \tau_m} < 25 \phi \quad (2.9)$$

### 2.4.3 Norma Americana - ACI 318:2011

Segundo ACI 318:2011, o comprimento de ancoragem  $l_d$  deve conseguir o equilíbrio em relação a carga que tende a arrancar a barra do concreto, como ilustra a Figura 2.9.

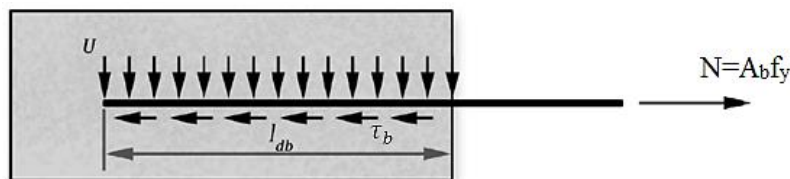


Figura 2.9: Comprimento de aderência - Caneiro (2010).

Experimentalmente a ACI-318:2011 estabelece  $U$  como a força por unidade de comprimento que resiste a aderência e é determinada pela seguinte equação:

$$U = 35 \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.10)$$

onde  $f_c$  é a resistência de compressão do concreto em lb/pol<sup>2</sup>.

Por outro lado, o código define que  $\sqrt{f_c} \leq 8,3 \text{ MPa}$ . Estabelecendo o equilíbrio de forças tem-se que:

$$U \cdot l_d = A_b \cdot f_y \quad (2.11)$$

Finalmente desenvolvendo a expressão, substituindo e colocando em evidência o comprimento de ancoragem tem-se a seguinte expressão:

$$l_d = \left[ \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right] \frac{0,9 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c}} d_b \quad (2.12)$$

onde o parâmetro  $\psi_t$  é o coeficiente que depende da zona de aderência,  $\psi_e$  é o coeficiente que depende do diâmetro da barra,  $\psi_s$  é o coeficiente que depende do revestimento da barra,  $\lambda$  é o coeficiente que depende do tipo de concreto,  $c_b$  é o coeficiente que depende do cobrimento e do espaçamento das barras,  $K_{tr}$  é o coeficiente que depende da armadura transversal, e por último  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço.

Tabela 2.2: Valor do coeficiente de aderência  $\psi_t, \psi_e, \psi_s$  e  $\lambda$ .

Características	$\psi_t$	$\psi_e$	$\psi_s$	$\lambda$
<b>Alta aderência</b>	1,0	-	-	-
<b>Baixa aderência</b>	1,3	-	-	-
<b>Nº19 ou menor</b>	-	0,8	-	-
<b>Nº22 ou maior</b>	-	1,0	-	-
<b>Revestimento típico*</b>	-	-	1,5	-
<b>Outros tipos de revestimento</b>	-	-	1,2	-
<b>Sem revestimento</b>	-	-	1,0	-
<b>Concretos leves</b>	-	-	-	1,3
<b>Concreto normais</b>	-	-	-	1,0

\* Armadura com revestimento e cobrimento  $< 3d_b$  ou espaçamento livre  $< 6d_b$ .

Considera-se zona de baixa aderência as regiões onde estejam barras situadas na parte superior da viga ou em outra seção onde tenham acima da barra menos de 30 cm de espessura do bloco de concreto. Pelo contrário, considera-se zona de alta aderência as regiões que não cumpram com as condições descritas acima.

O termo  $K_{tr}$  é um coeficiente que depende da armadura transversal. Geralmente a colocação e o espaçamento da armadura transversal favorecem a aderência, sua influência pode ser medida pela seguinte expressão:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{10 \cdot s_t \cdot n} \quad (2.13)$$

onde  $A_{tr}$  é a área total da armadura transversal que se encontra dentro da distância  $s_t$ ;  $f_{yt}$  é a tensão de escoamento da armadura transversal;  $s_t$  é a separação máxima da armadura transversal; e finalmente  $n$  é a quantidade de barras que vão se ancorar.

O código fala que o valor de  $K_{tr}$  não deve ser maior que 2,5; de forma conservadora admite-se adotar  $K_{tr} = 0$ . Também a ACI 318:2011 especifica que o comprimento de ancoragem  $l_d$  não deve ser menor que 30 cm.

Já o coeficiente  $c_b$  depende do cobrimento e espaçamento entre as barras. Desta forma, adota-se o menor dos seguintes valores (Ver Figura 2.10):

- Distância do centro da barra até a superfície do concreto ( $c_1, c_2$ ).
- A metade da separação entre o centro das barras ( $s_b/2$ ).

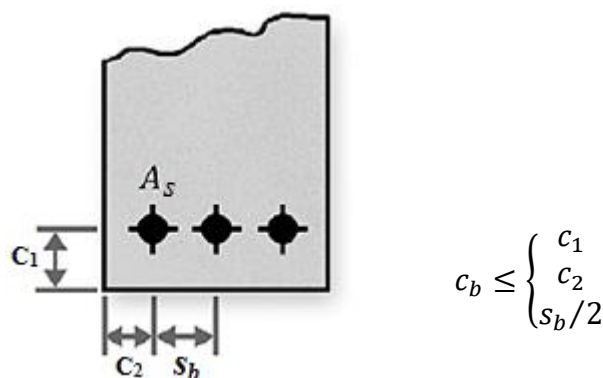


Figura 2.10: Valores adotados de  $c_b$  - Caneiro (2010).

#### 2.4.4 Norma Cubana - NC 207:2003

Segundo a Norma Cubana NC 207:2003, de forma similar à norma do ACI, o concreto armado é separado em duas zonas de aderência. A primeira, zona I, é considerada de alta aderência; já a segunda, zona II, é de baixa aderência.

A zona I considera todas as regiões onde as barras de armadura são dispostas com inclinações entre 45° e 90° em relação a horizontal. Regiões com barras pouco inclinadas ou horizontais também são incluídas nesta zona, sempre que estejam situadas na metade inferior da peça ou pelo menos a 30 cm da face superior do elemento concretado. Por último é considerada como zona II, todas as regiões que não cumpram com as exigências descritas anteriormente.

A tensão de aderência  $\tau_m$  para zona I ou de alta aderência e barras lisas é calculada pela seguinte expressão:

$$\tau_m = 0,3 \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.14)$$

E para barras nervuradas é dada por:

$$\tau_m = 0,43 \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \quad (2.15)$$

onde  $f_c$  é a resistência de compressão do concreto em MPa.

A tensão de aderência para a zona II, ou de baixa aderência é calculada pelas mesmas equações (2.14) e (2.15), só que essa tensão é  $\frac{3}{4}$  partes (75%) da tensão de aderência da zona I.

Segundo esta norma cubana, o comprimento  $l_d$  com a qual a barra considera-se totalmente ancorada se determina pela seguinte expressão:

$$l_d = \frac{\phi f_y}{4 \tau_m} \quad (2.16)$$

onde  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço em MPa.

#### 2.5 MODELO ANALÍTICO CEB-FIP (2010)

O modelo de contato recomendado pelo CEB-FIP (2010) é um modelo semi-empírico baseado em resultados de ensaios experimentais. Sob condições definidas, neste modelo, é

possível obter a relação entre a tensão de aderência e o deslizamento da barra. Para carregamento monotônico, as tensões de aderência locais podem ser obtidas em função do deslizamento  $s$ , como ilustrado na Figura 2.11. O CEB-FIP (2010) recomenda as seguintes equações:

Para o caso em que  $0 \leq s \leq s_1$  a equação será:

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} (s/s_1)^\alpha. \quad (2.17)$$

No caso em que  $s_1 \leq s \leq s_2$ :

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x}. \quad (2.18)$$

Se:  $s_2 \leq s \leq s_3$ , utiliza-se a seguinte equação:

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} - (\tau_{m\acute{a}x} - \tau_f) \left( \frac{s-s_2}{s_3-s_2} \right). \quad (2.19)$$

Finalmente, quando  $s_3 \leq s$  a expressão fica:

$$\tau = \tau_{res} \quad (2.20)$$

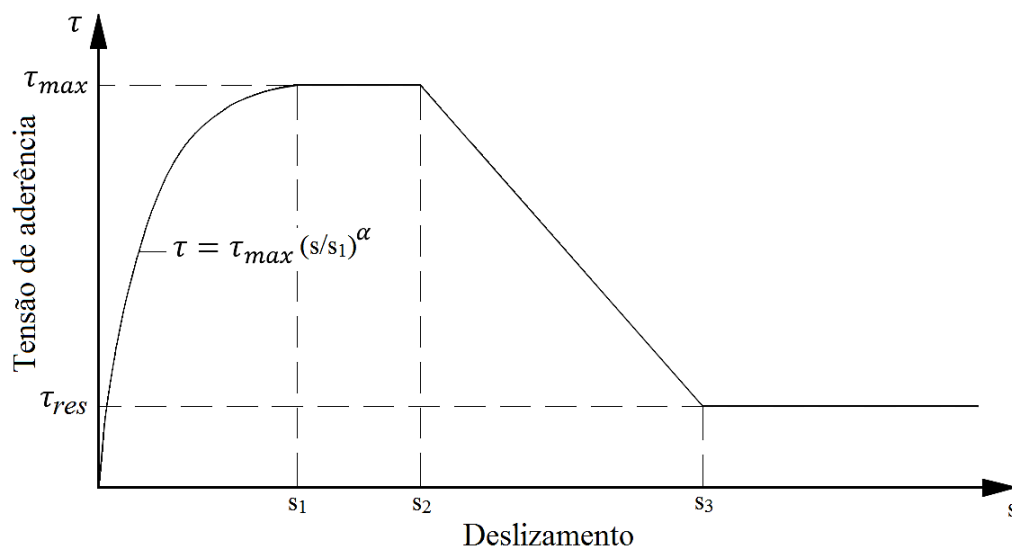


Figura 2.11: Relação analítica de tensão de aderência vs. deslizamento (CEB-FIP, 1993).

Os valores recomendados de  $s_1, s_2, s_3, \alpha, \tau_{max}$  e  $\tau_{res}$  para armadura nervurada estão na Tabela 2.3. Por outro lado, os valores das colunas 2 e 3 da tabela, são válidos para um cobrimento igual ao diâmetro da barra ( $c = \phi$ ) e um mínimo de armadura transversal igual:

$$A_{st,min} = 0,25 \cdot n \cdot A_s \quad (2.21)$$



onde  $A_{st,min}$  é a área dos estribos (dois ramos) sobre um comprimento igual ao comprimento de ancoragem,  $n$  é o número de barras envolvidas pelos estribos e, por último,  $A_s$  é a área de uma barra.

Tabela 2.3: Parâmetros para definir a relação de tensão média de aderência *versus* deslizamento - CEB-FIP (1993).

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5
	Concreto não confinado*		Concreto Confinado†	
	Boas condições de aderência	Outras condições de aderência	Boas condições de aderência	Outras condições de aderência
$S_1$	0,6 mm	0,6 mm	1,0 mm	1,0 mm
$S_2$	0,6 mm	0,6 mm	3,0 mm	3,0 mm
$S_3$	1,0 mm	2,5 mm	Espaçamento livre entre barras	Espaçamento livre entre barras
$\alpha$	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{max}$	$2,0 \sqrt{f_{ck}}$	$1,0 \sqrt{f_{ck}}$	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$	$1,25 \sqrt{f_{ck}}$
$\tau_{res}$	$0,15 \tau_{max}$	$0,15 \tau_{max}$	$0,40 \tau_{max}$	$0,40 \tau_{max}$

\* Ruptura por fendilhamento do concreto.

† Ruptura por deslizamento da barra.

Os valores das colunas 4 e 5 são válidos para concreto confinado (cobrimento  $c \geq 5\phi$  ou armadura transversal com  $(A_{st} > nA_s)$  ou pressão transversal elevada ( $p_t \geq 7,5$  Mpa) (CEB-FIP, 1990).

## 2.6 ENSAIO DE ARRANCAMENTO SIMPLES “PULL-OUT TEST”

O ensaio de arrancamento direto “*pull-out test*” é um dos ensaios mais conhecidos e utilizados mundialmente. Este envolve corpos de prova de pequenas dimensões; facilitando dessa forma seu manuseio, realização do ensaio e interpretação dos resultados. O ensaio é caracterizado pelo uso de corpos de prova constituídos por uma barra de aço inserida em um bloco de concreto sem armadura transversal. Na extremidade livre da barra é efetuada a medida do deslizamento ou escorregamento relativo entre a barra e o bloco de concreto, enquanto que na outra é aplicada uma força de tração, que busca extrair a barra do bloco. A Figura 2.12 mostra a disposição geral e dimensões padrões do ensaio de arrancamento recomendado por RILEM RC5 (1973).

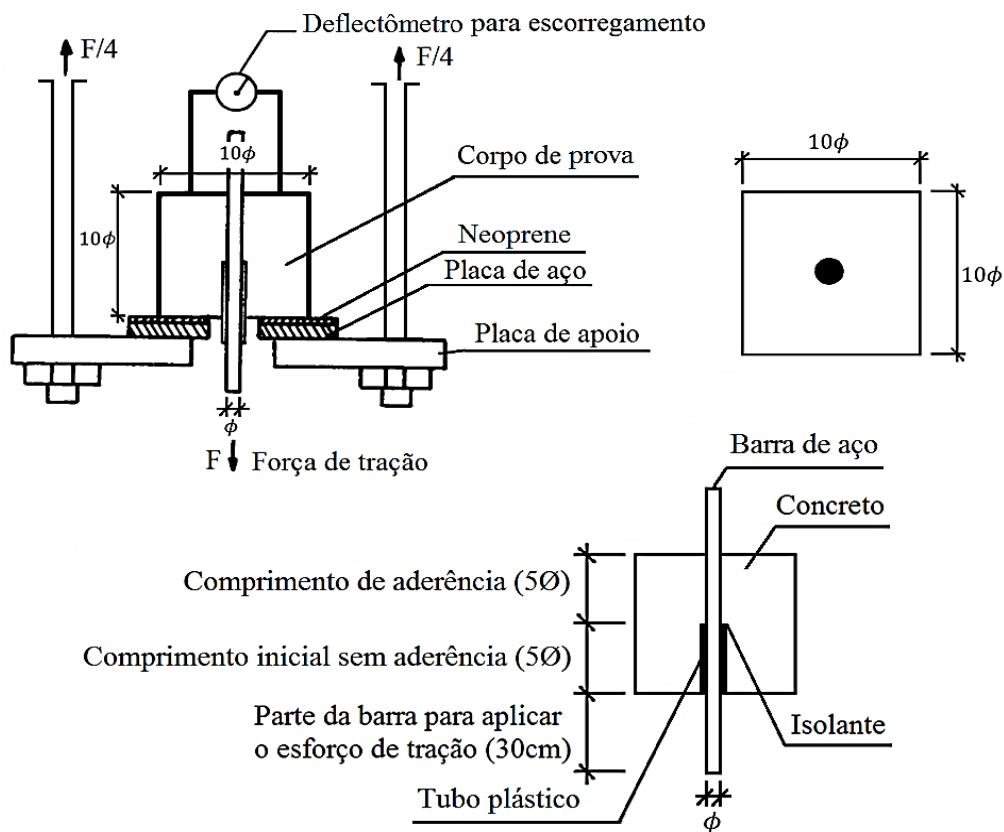


Figura 2.12: Representação esquemática dos corpos de prova propostos por RILEM RC5 (1973) - Modificado de França (2004).

RILEM RC5 (1973) apresenta um procedimento com todo o detalhamento necessário para a execução do ensaio em laboratório. O modelo tradicional usa um prisma de concreto de seção transversal quadrada, com aresta igual a 10 vezes o diâmetro da barra. No entanto, outros pesquisadores optaram por trabalhar com corpos de prova cilíndricos, argumentando que estes possuem uma simetria geométrica que proporciona um cobrimento constante que favorece o estabelecimento de uma distribuição uniforme do campo de tensões.

De acordo com a revisão bibliográfica realizada, não existem ainda normas consolidadas para o ensaio de arrancamento no Brasil. Em nível internacional, este ensaio é recomendado pelo procedimento RILEM RC5 (1973), e normalizado pela CEB RC6 (1983) e ASTM C243 (1991). O mesmo leva em consideração a aderência dos dois materiais constituintes do concreto armado, o aço e o concreto. Esta aderência é mensurada a partir da determinação da tensão de aderência, obtida pela divisão da força de arrancamento aplicada pela superfície de ancoragem da barra de aço.

Segundo MacGREGOR (2012) o ensaio de arrancamento da barra causa um estado de tensões da barra, provocando também um campo de tensões de aderência. A medição da variação de tensão ao longo do comprimento de aderência é complexa, assim os resultados dos ensaios são dados geralmente por valores médios de  $\tau_m$ . Além disso, as tensões de apoio do concreto contra a placa provocam uma componente de fricção que impede à expansão transversal que seria levada em conta pelo coeficiente de Poisson. Pode-se observar na Figura 2.13 a distribuição de tensões que teoricamente deve-se obter em um ensaio de arrancamento e as forças de fricção descritas acima.

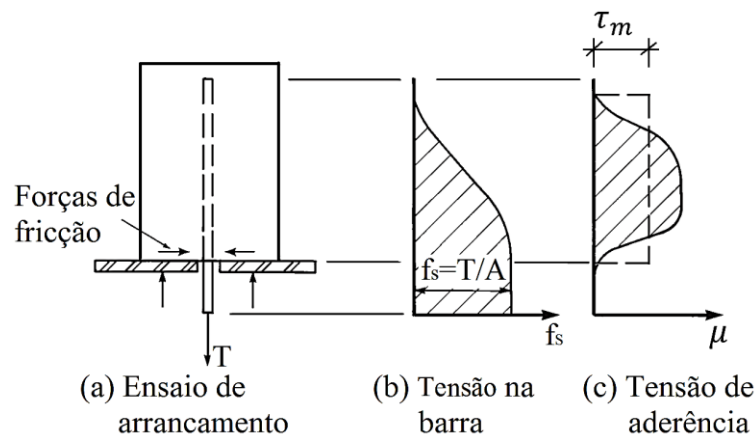


Figura 2.13: Distribuição de tensões no ensaio de arrancamento - Modificado de MacGREGOR (2012).

Existem diferentes configurações de ensaios para determinar os valores da tensão de aderência entre armadura de aço e o concreto. O ACI Committee 408 (2003) propõe 4 configurações diferentes conforme Figura 2.14.

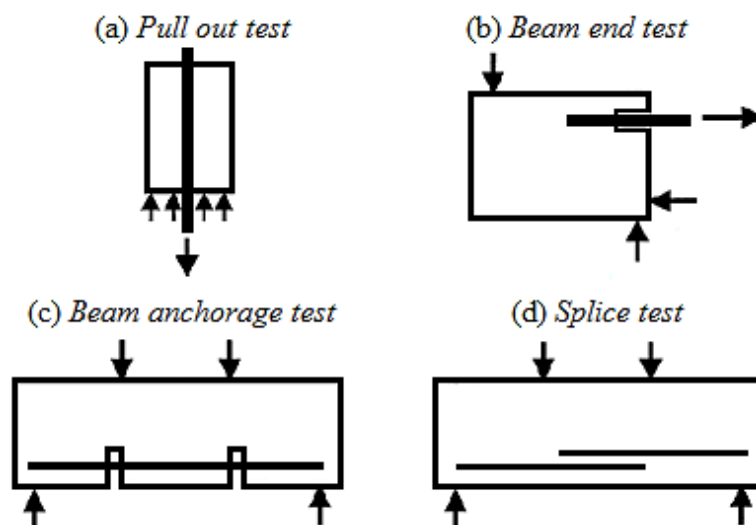


Figura 2.14: Configurações de ensaio recomendadas pela ACI Committee 408 (2003).

O ensaio de arrancamento direto “*pull-out test*” (Figura 2.14a) é o mais utilizado pela facilidade de execução e pelo uso de corpos de prova de pequenas dimensões. Por outro lado, a configuração do ensaio resulta em um campo de tensões diferentes daqueles que vão ser gerados em estruturas reais de concreto armado. Desta forma, o ensaio não se mostra capaz de simular as tensões complexas existentes em estruturas como vigas e lajes.

No ensaio de extremo de viga “*beam-end test*” (Figura 2.14b) a barra foi colocada na parte superior do bloco de concreto para torná-la excêntrica, de forma a obter uma distribuição de tensões mais realista em comparação com o ensaio *pull-out test*.

Entretanto, os ensaios de ancoragem em viga “*beam anchorage test*” (Figura 2.14c) são caracterizados por aproximar-se com os campos de tensões reais que aparecem na estrutura. As principais desvantagens desta técnica consistem na complexidade de confecção e tamanho do corpo de prova, o que dificulta o transporte e impossibilita muitas vezes a execução do ensaio.

Os ensaios de emenda por traspasse “*splice test*” (Figura 2.14d) são utilizados para a determinação experimental da ancoragem e comprimentos de emendas necessárias para elementos submetidos à flexão. Esta metodologia está mais direcionada para a determinação das tensões últimas no contato.

## **2.7 ESTUDOS EXPERIMENTAIS ANTERIORES**

A seguir, serão apresentados diferentes estudos experimentais tanto nacionais quanto estrangeiros, realizados anteriormente com o objetivo de conhecer a influência de diversos parâmetros na resistência de aderência.

### **2.7.1 Efeito do Tamanho em Ensaio de Arrancamento Direto (*Pull-Out Test*) - BAZANT & SENER (1989).**

Neste estudo considerou-se o efeito do tamanho para a análise da aderência. Em função do diâmetro da barra foram variadas as dimensões do bloco de concreto e o comprimento de ancoragem conforme Figura 2.15. Na Tabela 2.4 foram resumidos os dados utilizados nos corpos de prova fabricados.

Tabela 2.4: Dados dos parâmetros analisados no estudo de Bazant & Sener (1989).

Parâmetros	Corpos de prova		
Ø barra [pol (mm)]	0,113 (2,9)	0,25 (6,4)	0,5 (12,7)
$l_a$ [pol (mm)]	0,5 (12,7)	1 (25,4)	2 (50,8)
Lado do cubo [pol (mm)]	1,5 (38,1)	3 (76,2)	6 (152,4)

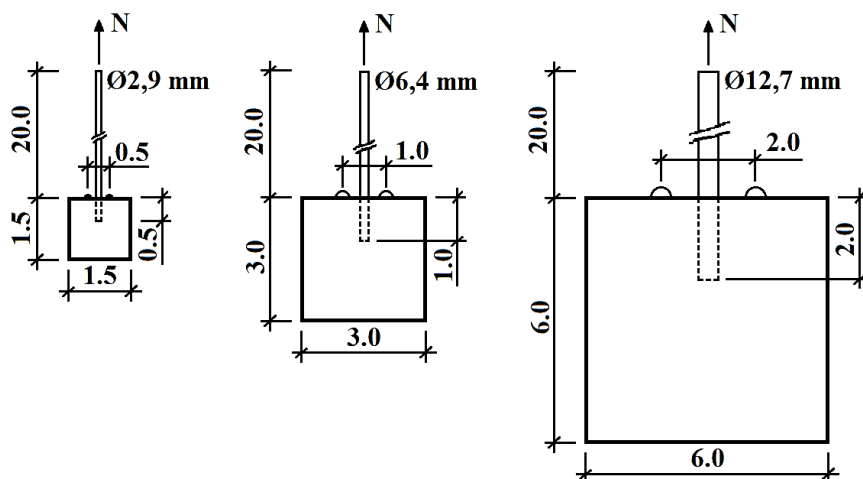


Figura 2.15: Geometria dos corpos de prova - Bazant & Sener (1989).

O concreto utilizado para a concretagem dos corpos de prova foi um concreto de densidade normal e de alta resistência. A resistência à compressão obtida mediante o ensaio de compressão depois de 28 dias, mantendo uma humidade relativa de 95 % na cura, foi de 45,8 MPa ( $f_c = 6650 \text{ psi}$ ). Finalmente foram feitos os ensaios no laboratório, os resultados desses testes estão resumidos na Tabela 2.5.

Tabela 2.5: Dados experimentais obtidos dos ensaios - Bazant & Sener (1989).

Corpos de Prova	$d_b$ (mm)	$l_d$ (mm)	$N$ (kgf)	$\tau_b$ (psi)	$\tau_b$ (MPa)
A1	1,25	5,00	2286	1604	<b>11,06</b>
A2	1,25	5,00	2177	1528	<b>10,54</b>
A3	1,25	5,00	2536	1885	<b>12,99</b>
A4	0,62	2,50	685	1925	<b>13,27</b>
A5	0,62	2,50	816	2292	<b>15,80</b>
A6	0,62	2,50	707	1986	<b>13,69</b>
A7	0,28	1,25	227	2828	<b>19,49</b>
A8	0,28	1,25	212	2738	<b>18,87</b>
A9	0,28	1,25	297	3695	<b>25,48</b>

A tensão de aderência  $\tau_b$  que aparece na coluna 6 e 7 da tabela foi calculada pela equação que a literatura recomenda:

$$\tau_b = \frac{N}{S_a \cdot l_d} \quad (2.22)$$

onde  $N$  é a carga aplicada na barra,  $l_d$  é o comprimento de ancoragem e  $S_a$  é a área superficial nominal da barra dentro do concreto, que é expressada como  $S_a = \pi \cdot d_b$ , por último,  $d_b$  é o diâmetro da barra de aço.

Depois da análise dos resultados, o autor propôs as conclusões que são expostas a seguir:

- Os resultados experimentais confirmaram que existe a presença do efeito do tamanho, dado que a tensão de aderência diminui à medida que aumenta o tamanho do corpo de prova.
- Os testes realizados indicam que os corpos de prova maiores tendem a falhar em um modo mais frágil, enquanto os corpos de prova menores tendem a falhar de um modo menos frágil, ou mais plástico.
- Tendo em vista o âmbito limitado e variedade dos presentes ensaios, são necessários mais testes que englobem uma gama mais ampla de tamanhos de corpos de prova, de tamanho máximo de agregados e de diâmetros de barras.

### **2.7.2 Ensaios de Arrancamento Direto para Determinar as Propriedades da Interface entre o Aço e o Concreto - YEIH *et al.* (1997).**

Neste estudo foram analisados o diâmetro da barra (10 e 12 mm), e o comprimento de ancoragem (4, 6 e 8 cm). Os corpos de prova fabricados neste estudo foram cilindros com 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento com uma barra de aço inserida no centro do cilindro, paralela ao comprimento do mesmo. Para a elaboração destes corpos de prova o aço utilizado apresentou módulo de elasticidade de 203 GPa e tensão de escoamento de 410 MPa; e o concreto, uma resistência à compressão de 35,9 MPa aos 56 dias.

Foram fabricados três corpos de prova com comprimento da ancoragem de 40 mm, três com 60 mm e três com 80 mm para barras de 10 mm de diâmetro. A mesma distribuição foi feita para os corpos de prova com barras de 12 mm de diâmetro, somando assim 18 corpos de prova testados.

Após realizar os ensaios de arrancamento em laboratório, o autor obteve as curvas de comportamento da força de arrancamento *versus* deslizamento da barra para cada diâmetro

de barra e para cada comprimento de ancoragem definido. Nas Figura 2.16 e Figura 2.17 são mostrados os gráficos para cada subgrupo antes descrito.

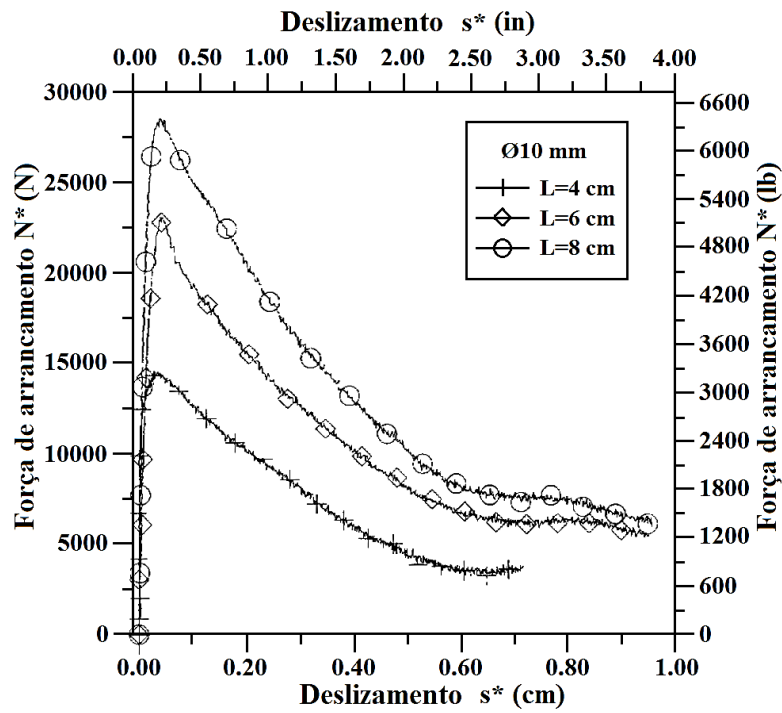


Figura 2.16: Curvas de força de arrancamento *versus* deslizamento para corpos de prova com barras de 10 mm de diâmetro - Yeih *et al.* (1997).

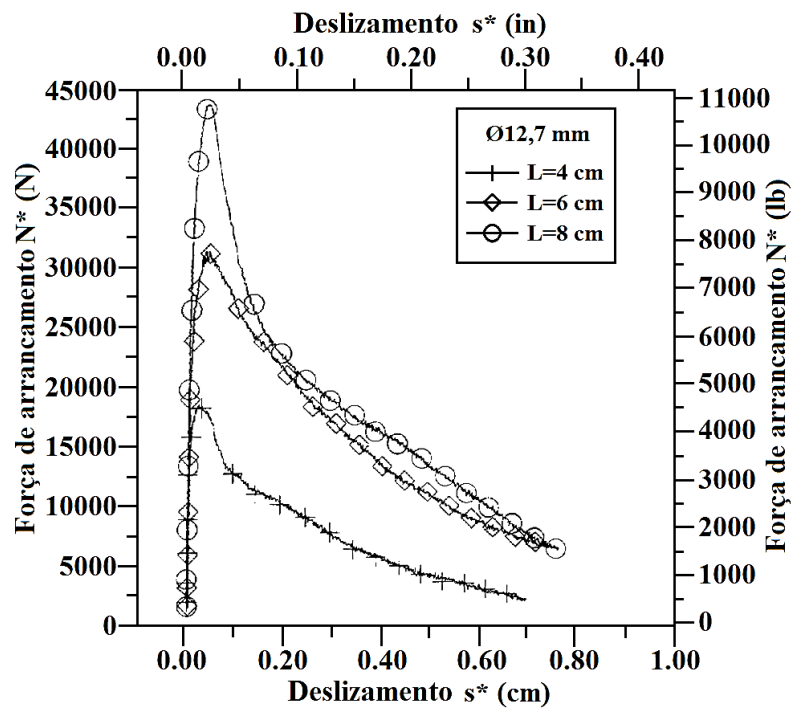


Figura 2.17: Curvas de força de arrancamento *versus* deslizamento para corpos de prova com barras de 12 mm de diâmetro - Yeih *et al.* (1997).

O autor ainda adotou o modelo desenvolvido por Stang *et al.* (1991) para realizar a simulação numérica destes ensaios. A partir das propriedades do aço e do concreto utilizados ele conseguiu determinar a carga máxima  $N_{m\acute{a}x}$  que atinge o corpo de prova, o deslizamento da barra  $s_{P_{m\acute{a}x}}$  quando for rompida a aderência e os parâmetros  $k$  e  $q_y$ ; sendo este último a constante de atrito da força cortante por unidade de comprimento na zona de aderência. Estes valores obtidos são mostrados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Parâmetros obtidos pelo modelo de Stang *et al.* (1991) - Yeih *et al.* (1997).

Parâmetros	Barra Ø10 mm			Barra Ø12,7 mm		
	4 (1,57)	6 (2,36)	8 (3,14)	4 (1,57)	6 (2,36)	8 (3,14)
$l_d$ (cm) (in)	4 (1,57)	6 (2,36)	8 (3,14)	4 (1,57)	6 (2,36)	8 (3,14)
$N_{m\acute{a}x}$ (kN)	13,24	19,42	22,56	17,66	27,96	36,30
$s_{N_{m\acute{a}x}}$ (mm)	0,24	0,27	0,30	0,24	0,28	0,33
$q_y$ (kN/cm)	3,522	3,702	3,508	4,619	5,158	5,371
$k$ (kN/cm <sup>2</sup> )	169,6	172,0	167,8	218,1	226,2	222,1

Depois da análise dos resultados experimentais e teóricos foram adotadas as seguintes conclusões:

- O modelo teórico de Stang *et al.* (1991) pode ser utilizado para obter as propriedades da interface aço-concreto com uma precisão aceitável.
- As previsões do modelo teórico de Stang *et al.* (1991) aproxima-se com os resultados experimentais.

### 2.7.3 Estudo da Resistência de Aderência de Barras Nervuradas em Concreto de Alta Resistência - RAO *et al.* (2004).

Neste estudo foram analisados:

- Nível de confinamento; usando estribos em espiral, estribos convencionais e sem estribos.
- Resistência à compressão do concreto; usando concretos de 40 e 50 MPa.
- Comprimento de ancoragem, usando 50 e 150 mm de comprimento de ancoragem.
- Diâmetro da barra, usando barras 16 e 20 mm de diâmetro.

Os corpos de prova fabricados para o estudo foram prismas de 150 mm de lado, sendo a mesma geometria para todos os exemplares conforme mostrado na Figura 2.18a. As formas dos corpos de prova foram fabricadas para gerar oito exemplares por lote como pode-se observar na Figura 2.18b. Esses lotes foram distribuídos em três modelos com estribo



convencional, três com estribo em espiral e dois sem estribos. Foram elaborados 64 corpos de prova em total para avaliar todos os parâmetros em questão.

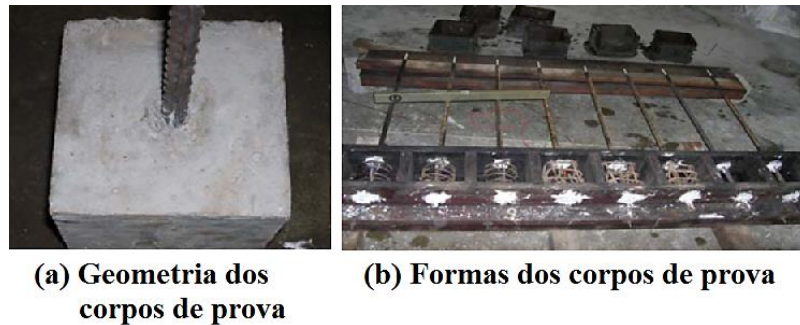


Figura 2.18: Processo de fabricação dos corpos de prova (HADI, 2008).

O autor obteve a tensão de aderência  $\tau_b$  como a tensão desenvolvida ao longo de uma área de superfície equivalente por meio da seguinte expressão:

$$\tau_b = \frac{N}{\pi \cdot d_b \cdot l_d} \quad (2.23)$$

onde  $N$  é a carga aplicada,  $d_b$  é o diâmetro da barra e  $l_d$  é o comprimento de ancoragem.

A Figura 2.19 mostra as curvas experimentais de tensão de aderência *versus* deslizamento obtidas sob os diferentes níveis de confinamento para os corpos de prova com concreto de 40 MPa, barras de 16 mm de diâmetro e 150 mm de comprimento de ancoragem.

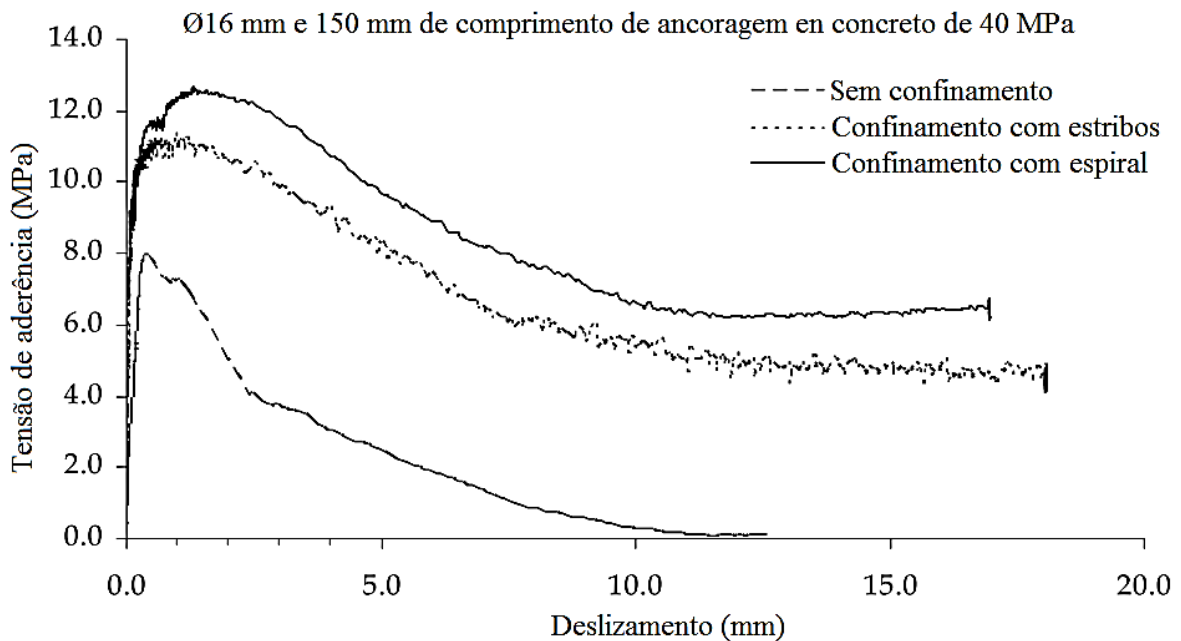


Figura 2.19: Curva tensão de aderência *versus* deslizamento (RAO *et al.*, 2004).

Depois de realizados os ensaios no laboratório foram obtidas as seguintes conclusões:

- A máxima tensão de aderência  $\tau_{max}$  dos corpos não confinados variou entre 50 e 60% da tensão de aderência dos corpos com confinamento.
- A tensão de aderência na fase de separação longitudinal, “*splitting failure*”, foi em torno de 8,0 até 11,8 MPa tanto para concretos de 40 como 50 MPa.
- O confinamento lateral aumentou significativamente a tensão máxima de aderência e a extensão da curva de comportamento, mostrando uma melhor ductilidade.
- A tensão de aderência diminuiu para comprimento de ancoragem maior.
- A tensão de aderência varia para comprimentos de ancoragens maiores e é mais ou menos uniforme para comprimentos menores.

#### 2.7.4 Aderência em Concreto de Alta Resistência com Barras de Armadura de Alta Resistência - HADI *et al.* (2008)

Neste artigo foram estudados corpos de prova fabricados com materiais de alta resistência. O concreto atingiu uma resistência à compressão média de 70,9 MPa e as barras de aço apresentaram uma resistência a tração maior de 500 MPa.

Os corpos de prova fabricados foram cilindros de diâmetro  $D_1=240$  mm e  $D_2=300$  mm com comprimento de 300 mm conforme Figura 2.20. Foram utilizadas barras de 12, 16, 20, 25, 28, 32 e 36 mm de diâmetro com comprimento de ancoragem de 150 mm para todos os modelos.



Figura 2.20: Processo de fabricação e ensaio dos corpos de prova - Hadi *et al.* (2008).

Os corpos foram identificados de acordo com o diâmetro da barra e o diâmetro do corpo de prova. Com a letra “A” foram classificados os corpos de prova de 240 mm de diâmetro e com a letra “B” os corpos de prova de 300 mm de diâmetro. Por exemplo, um corpo de prova de 300 mm de diâmetro com barra de 25 mm de diâmetro foi chamado de 25B.

Hadi *et al.* (2008) desenvolveu uma nova formulação baseada na equação de Orangun *et al.* (1977) com o objetivo de levar em conta as elevadas resistências do concreto e do aço utilizado. O autor utilizou uma análise estatística para obter um melhor ajuste da curva com os dados experimentais. A equação ficou conforme:

$$\tau_b = 0,083045\sqrt{f_c} \left[ 22,8 - 0,208 \frac{c}{d_b} - 38,212 \frac{d_b}{l_d} \right] \quad (2.24)$$

onde  $\tau_b$  tensão de aderência,  $c$  é o cobrimento da barra,  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $d_b$  é o diâmetro da barra e  $l_d$  é o comprimento de ancoragem.

Posteriormente, o autor elaborou a Tabela 2.7 resumindo as resistências de aderência calculadas por cada formulação desenvolvida pelos diferentes pesquisadores aprofundados nesse trabalho com os dados obtidos nos ensaios em laboratório. Neste trabalho foram identificados os modos de ruptura como ruptura por aderência “*pullout failure*” (P), ruptura por fendilhamento do concreto “*splitting failure*” (S) e ruptura da barra de aço “*steel failure*” (CS).

Tabela 2.7: Resultados de ensaios de vários autores (HADI, 2008).

Corpo de prova	Ø da barra (mm)	Modo de Ruptura	N máx. (kN)	Resistência de Aderência (Mpa)	Resistência de Aderência Calculada $\tau_b$ (MPa)				
					Orangun <i>et al.</i> (1977)	Darwin <i>et al.</i> (1992)	AS3600 (2009)	Esfahani (1998)	Hadi (2008)
12A	11,0	CS	50	9,6	25,2	20,0	24,3	27,3	12,5
12B	11,1	P	60	11,5	30,7	23,9	30,2	24,1	12,1
16A	15,7	S	90	12,2	19,5	16,8	17,1	22,0	12,1
16B	15,7	CS	100	13,5	23,5	19,7	21,3	19,7	11,8
20A	19,5	S	110	12,0	17,2	15,9	13,7	18,6	11,6
20B	19,1	S	120	13,3	20,7	18,3	17,5	17,3	11,5
25A	24,5	S	115	10,0	15,8	15,8	10,9	16,1	10,9
25B	24,6	S	150	12,9	18,3	17,6	13,6	29,1	10,7
28A	27,4	S	120	9,3	15,4	16,1	9,8	26,1	10,5
28B	27,5	S	155	12,0	17,6	17,7	12,2	24,3	10,3
32A	31,3	S	130	8,8	15,1	16,6	8,6	21,9	9,9
32B	31,5	S	150	10,1	17,1	18,1	10,6	20,8	9,7
36A	35,3	S	115	6,9	15,1	17,4	7,6	19,4	9,2

Com base nos resultados dos ensaios de arrancamento realizados, o autor concluiu que os corpos de prova com menor diâmetro de barra apresentam maior resistência de aderência. Também observou que a resistência de aderência e a rigidez inicial foi menor para os corpos

de prova com maior diâmetro. A resistência de aderência diminuiu conforme o aumentou o cobrimento de concreto ao redor da barra.

### 2.7.5 Resistência de Aderência entre Barras com Nível de Corrosão e Concreto - VALENTE (2012).

Neste estudo o objetivo fundamental foi avaliar o efeito da corrosão natural na tensão de aderência. Foi estudado também o nível de confinamento em corpos de prova por meio da colocação de estribos de 6 mm de diâmetro espaçados a 100 e 200 mm. Os ensaios foram realizados utilizando corpos de prova tipo vigas como ilustra-se na Figura 2.21.

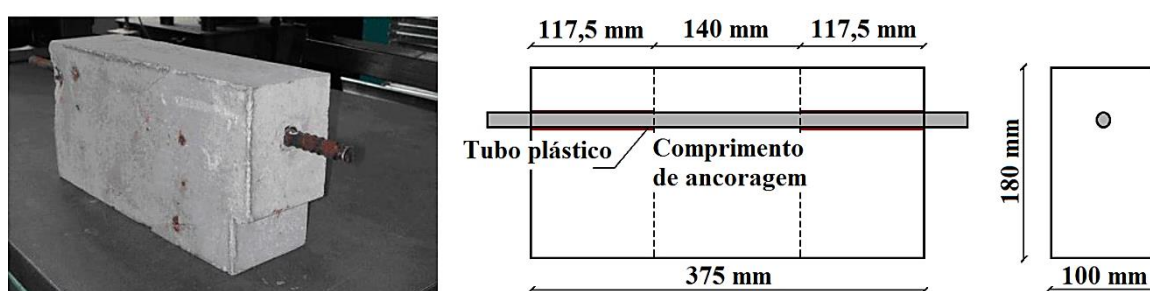


Figura 2.21: Vista geral e detalhes da geometria dos corpos de prova - Valente (2012).

Para a fabricação dos corpos de prova foi utilizado concreto de 45 MPa de resistência à compressão e barras de aço de 16 mm de diâmetro sob diferentes níveis de corrosão. Estes níveis de corrosão natural foram atingidos por meio da exposição dos modelos por mais de dez anos em um ambiente moderadamente agressivo com presença de cloretos, produzindo corrosão tanto na barra longitudinal quanto nos estribos.

Os ensaios foram realizados em uma prensa de marca “Schenk” fabricada especificamente para este tipo de testes. Estes ensaios foram efetuados sob carregamento monotônico e carregamento cíclico.

Depois de realizados os ensaios experimentais, o autor obteve as curvas de comportamento da tensão de aderência *versus* deslizamento da barra para todos os modelos estudados. Na Figura 2.22a são apresentadas estas curvas para os corpos de prova com barras sem corrosão e sob diferentes níveis de confinamento. Ademais, na Figura 2.22b é mostrado um resumo da influência da corrosão na tensão de aderência.

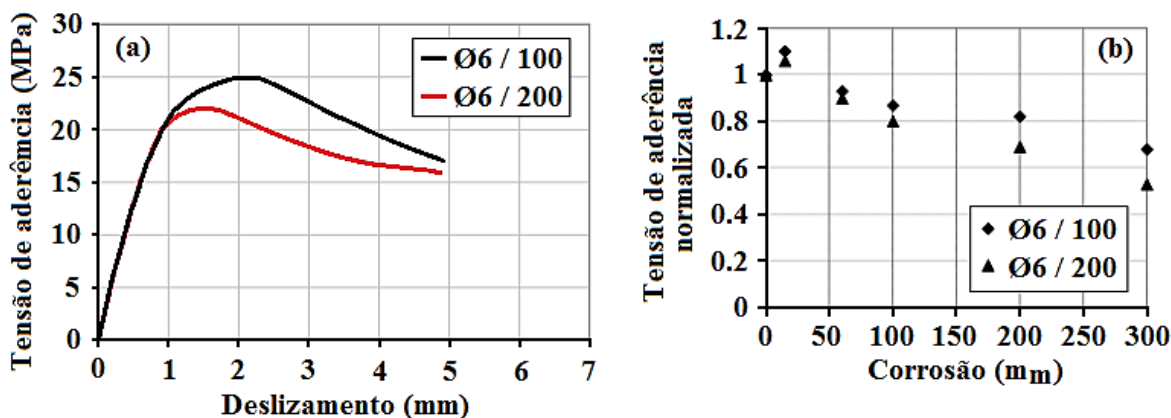


Figura 2.22:(a) Tensão de aderência em função do deslizamento da barra sob carregamento monotônico, (b) Influência da corrosão na resistência de aderência - Valente (2012).

Levando em consideração os resultados experimentais, o autor concluiu que:

- O nível de confinamento e o tipo de carregamento aplicado influenciam no comportamento da aderência aço-concreto.
- Em alguns casos, a presença de um maior confinamento evitou a fissuração do corpo de prova e obteve-se picos elevados de tensão de aderência. Em outros casos, a deterioração das armaduras devido ao elevado nível de corrosão causou baixa resistência da aderência e ruptura prematura dos modelos.
- Para baixos níveis de corrosão a resistência de aderência aumentou, dado porque a presença de corrosão na superfície da barra provocou maior rugosidade na mesma e assim maior travamento com o concreto.

### 2.7.6 Investigação da tensão de aderência em corpos de prova com concreto de alta resistência - BARBOSA & FILHO (2013).

Neste trabalho foram estudados a resistência à compressão do concreto e o diâmetro da barra. Para avaliar o primeiro parâmetro foram utilizados concretos de 20, 40, 60, 80 e 100 MPa de resistência à compressão. Para avaliar o segundo parâmetro foram utilizadas barras de 16, 20 e 25 mm de diâmetro com tensão de escoamento e tensão última de 627 e 745 MPa, 529 e 842 MPa, e 619 e 722 MPa respectivamente.

Os corpos de prova foram prismas de 200 mm de lado como recomenda o procedimento de RILEM RC5 (1973). A Figura 2.23 apresenta a configuração utilizada para o ensaio de arrancamento e o corpo de prova depois de ensaiado.

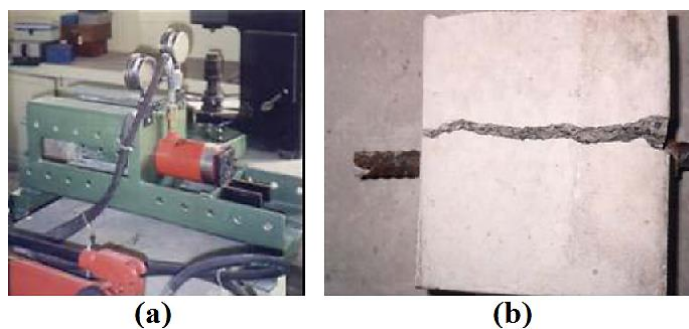


Figura 2.23: (a) Configuração do ensaio de arrancamento, (b) Forma de ruptura do corpos de prova - Barbosa & Filho (2013).

Após os ensaios em laboratório, a tensão média de aderência  $\tau_m$  para cada caso foi calculada pelo autor de acordo com a equação:

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (2.25)$$

onde  $\tau_{0,01}$  é a tensão de aderência atingida para um deslizamento de 0,01 mm,  $\tau_{0,1}$  é a tensão de aderência atingida para um deslizamento de 0,1 mm e por ultimo  $\tau_{1,0}$  é a tensão de aderência atingida para um deslizamento de 1,0 mm.

A título de resumo, a Tabela 2.8 apresenta os valores da tensão média de aderência ( $\tau_m$ ), de tensão máxima de aderência ( $\tau_{m\acute{a}x}$ ) calculada de acordo com a equação (2.23) usando neste caso a força máxima de arrancamento e o deslizamento ( $s$ ), atingido no momento da ruptura da aderência.

Tabela 2.8: Resultados obtidos dos ensaios experimentais - Barbosa & Filho (2013).

$\emptyset$ mm	$f_c$ (MPa)														
	33,63			54,77			63,31			83,24			105,44		
	$\tau_m$	$\tau_{m\acute{a}x}$	$s$	$\tau_m$	$\tau_{m\acute{a}x}$	$s$	$\tau_m$	$\tau_{m\acute{a}x}$	$s$	$\tau_m$	$\tau_{m\acute{a}x}$	$s$	$\tau_m$	$\tau_{m\acute{a}x}$	$s$
<b>16</b>	6,59	12,9	1,57	8,65	19,9	1,66	12,0	26,6	1,63	12,5	29,7	1,82	14,6	30,6	1,70
<b>20</b>	7,17	16,8	2,10	12,7	36,7	2,12	15,5	40,0	1,55	17,6	46,0	1,80	19,4	48,5	1,70
<b>25</b>	13,2	32,0	2,21	18,6	52,5	2,32	19,6	60,0	2,00	19,9	60,0	2,01	21,5	60,0	2,20

Os resultados experimentais foram plotados e comparados com as equações propostas nesse estudo e com diferentes modelos existentes como CEB RC6 (1983), o modelo de Huang (1996) e o modelo de Martins (1989). Na Figura 2.24 é mostrado o comportamento da tensão de aderência para corpos de prova com barras de 16 mm de diâmetro e concreto de resistência à compressão  $f_c=33,63$  MPa.

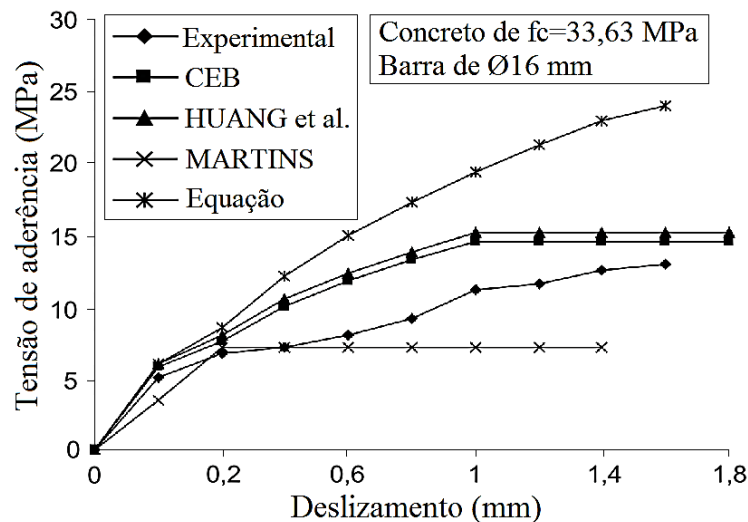


Figura 2.24: Curva de tensão de aderência *versus* deslizamento - Barbosa & Filho (2013).

Finalmente, com base na análise dos resultados experimentais e analíticos obtidos neste trabalho foram obtidas as seguintes conclusões:

- Se o diâmetro da barra aumenta, a tensão de aderência também aumenta. Contrário as conclusões de Soroushian & Choi (1989) e Reynolds & Beddy (1982), dado porque nesses estudos o concreto circundante a barra a ser arrancada fica em compressão, em quanto a barra fica em tração, mas, neste estudo tanto o concreto quanto a barra ficam em compressão.
- As fórmulas obtidas mediante a correlação dos dados experimentais demonstram a pobre aplicabilidade e as limitações dos modelos analíticos encontrados na literatura.
- Este estudo proporciona fórmulas de tensão de aderência aço-concreto que têm erros aceitáveis.

## 2.8 REVISÃO DA MODELAGEM COMPUTACIONAL DO PROBLEMA DA ADERÊNCIA

O avanço tecnológico permitiu a aplicação de métodos numéricos computacionais em diversas áreas, dentre elas a análise estrutural, desta forma tornou-se possível a utilização de modelos mais refinados de cálculo com o objetivo de aproximar os modelos numéricos à estrutura real. No desenvolvimento de modelos para a análise de estruturas de concreto armado, as considerações associadas ao comportamento da aderência podem condicionar a precisão da resposta numérica. Existem diversas abordagens para a modelação deste fenômeno.



Um dos primeiros modelos de aderência foi apresentado por Bresler & Bertero (1968). Neste modelo as propriedades elásticas da interface foram reduzidas para levar em conta a deterioração progressiva da aderência. Desde então os modelos tratam a região do contato como contínua. Na maioria dos modelos usados na atualidade as leis da aderência definidas dependem somente da relação entre a tensão tangencial e o deslizamento da barra.

Cox & Herrmann (1998) desenvolveram um modelo baseado na teoria da plasticidade. A superfície limite de ruptura do modelo é definida por uma função complexa que leva em conta o dano, o endurecimento cinemático e o endurecimento isotrópico da superfície de interface. Os autores adotaram uma única variável interna  $d$ , que representa a degradação da ligação. Desta forma, para pequenos valores de danos no concreto o mecanismo predominante é a interação entre o concreto e o aço, já para danos consideráveis, predomina a aderência por atrito. O modelo foi calibrado e validado a partir de vários resultados experimentais de trabalhos efetuados por outros autores.

Cruz & Barros (2004) estudaram o contato aço-concreto em aços convencionais e aços galvanizados a través de ensaios experimentais, posteriormente implementaram um modelo computacional para a determinação da relação tensão de aderência-deslizamento da barra. Neste trabalho, os autores utilizaram o modelo de tensão de aderência *versus* deslizamento proposto pelo CEB-FIP (1990). O autor obteve numericamente o comportamento do contato ao longo do comprimento de ancoragem como mostra a Figura 2.25.

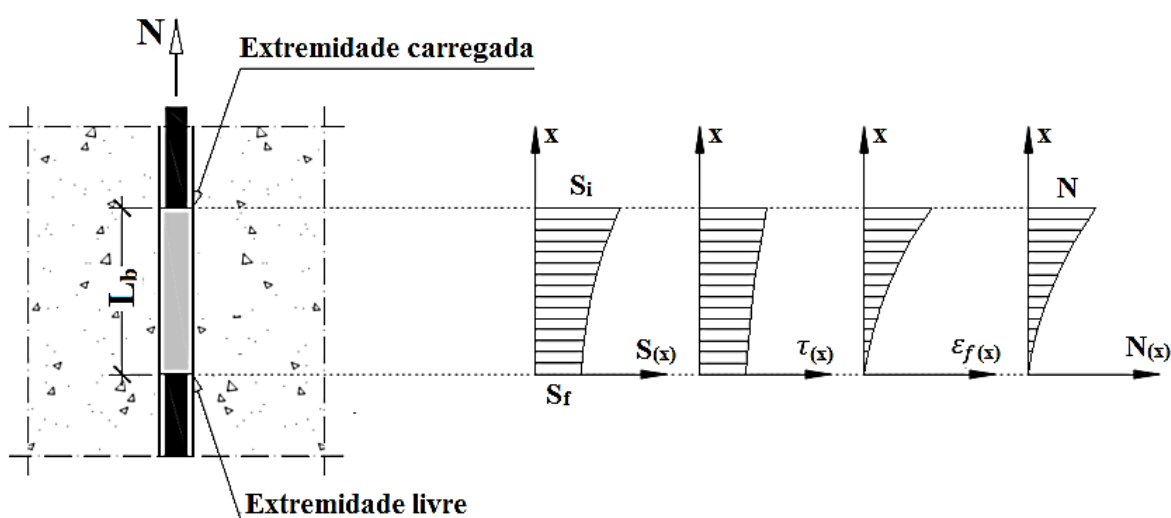


Figura 2.25: Comportamento do contato no modelo analítico - Cruz & Barros (2004).



Jendele & Cervenka (2006) desenvolveram um modelo baseado no deslizamento da barra, além disso implementaram o modelo do CEB-FIP (2010) e um outro modelo desenvolvido por Bigaj (1999) com o objetivo de simular numericamente vigas de concreto armado. Os autores conseguiram reproduzir o padrão de fissuração que ocorrem no ensaio real conforme Figura 2.26. Os modelos numéricos foram validados em laboratório. Os resultados numéricos mostraram uma grande aproximação aos resultados experimentais e segundo os autores, o modelo numérico desenvolvido é de fácil aplicabilidade e reproduz aceitavelmente o comportamento das tensões de aderência.

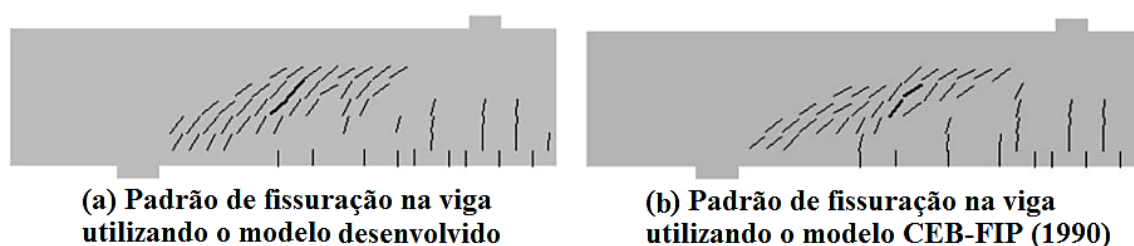


Figura 2.26: Simulação numérica de um ensaio de viga - Jendele & Cervenka (2006).

Brisotto (2011) utilizou um modelo de interface bidimensional que relaciona as componentes normais e tangenciais das tensões de interface assim como seus respectivos deslizamentos. O modelo foi desenvolvido utilizando a teoria de elasticidade e plasticidade através da definição de uma resposta elástica, a superfície de ruptura e sua evolução. Foram utilizados elementos de interface coesiva na região de contato entre os materiais. Segundo o autor, esse modelo foi capaz de representar as falhas por arrancamento e fendilhamento que aparecem em um elemento em função da perda de aderência.

Casanova *et al.* (2012) desenvolveram e implementaram um modelo em elementos finitos para simular o contato em estruturas de concreto armado baseado na evolução da tensão de aderência em função do deslizamento relativo. Os autores desenvolveram um modelo de contato baseado nos deslocamentos relativos na interface e também baseado no modelo proposto pelo CEB-FIP (2010) com a finalidade de simular numericamente os ensaios experimentais realizados por Eligehausen *et al.* (1983). O autor conseguiu reproduzir numericamente os ensaios experimentais estudados.

Murcia-Delso & Shing (2015) desenvolveram um modelo de aderência baseado em uma lei semi-empírica que leva em conta o dano do concreto sob a ação de cargas cíclicas, a tensão

de escoamento das barras e a fissuração do concreto. Este modelo foi implementado no programa computacional ABAQUS®, os elementos de interface foram simulados como elementos de barra que ligam as barras de aço e o concreto circunvizinho como pode-se observar na Figura 2.27. O modelo desenvolvido foi validado por meio da realização de ensaios em pilares sob cargas monotônicas e cíclicas. Depois de comparar os resultados experimentais com os numéricos, os autores concluíram que o modelo é capaz de prever com precisão o comportamento das tensões de aderência em função do deslizamento da barra.

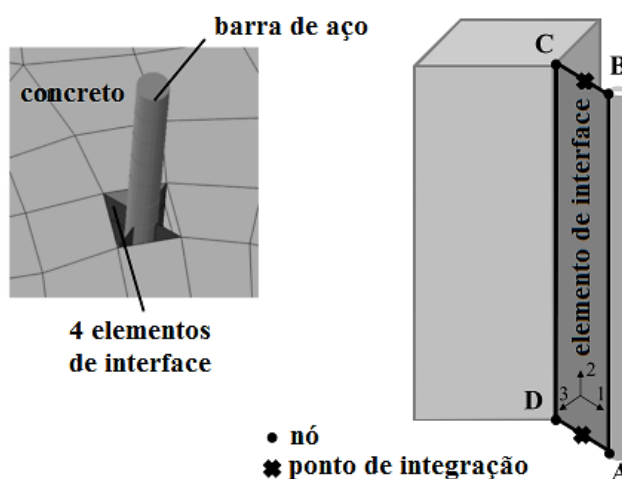


Figura 2.27: Simulação do elemento de interface - Murcia-Delso & Shing (2015).

## 2.9 MODELAGEM DO CONCRETO ARMADO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

As estruturas de concreto armado são sistemas que envolvem o comportamento de dois materiais que precisam interagir de forma adequada para que o compósito atinja as exigências estruturais requeridas. Na geração da malha para aplicação do MEF, as barras de aço representam uma descontinuidade dentro do elemento concreto, sendo que este material normalmente está distribuído de forma irregular na estrutura, portanto, se faz necessário uma análise que considere a influência da armadura bem como a interação entre os componentes. Existem vários métodos para simular numericamente a armadura dentro do concreto armado, dentre eles se destaca o método homogeneizado, o método discreto, o método embutido (KWAK & FILIPPOU (1990)). Neste trabalho é utilizado o método semi-embutido, introduzido recentemente por Durand (2008) e aperfeiçoado por Durand & Farias (2012). A seguir é descrito este método semi-embutido.

O método semi-embutido, apresentado por Durand (2008) combina características do método discreto e do método embutido. Neste método a armadura atravessa livremente os elementos sólidos e é discretizada em segmentos (elementos de barra), correspondentes para cada elemento atravessado. Estes elementos são conectados aos elementos sólidos através de elementos de interface que, fisicamente, representam o contato aço-concreto. Variando as propriedades de rigidez da interface é possível simular diversos níveis de aderência no contato. Por outro lado, cada porção de barra contida dentro de cada elemento é considerada como um elemento finito independente, como mostra-se na Figura 2.28, possibilitando a aplicação de condições de contorno nodal, como por exemplo, forças e deslocamentos impostos. Isto faz com que seja possível a simulação de ensaios de arrancamento. Neste método também é possível a obtenção dos campos de tensões e deformações nas barras e ao longo do contato assim como o deslizamento das barras.

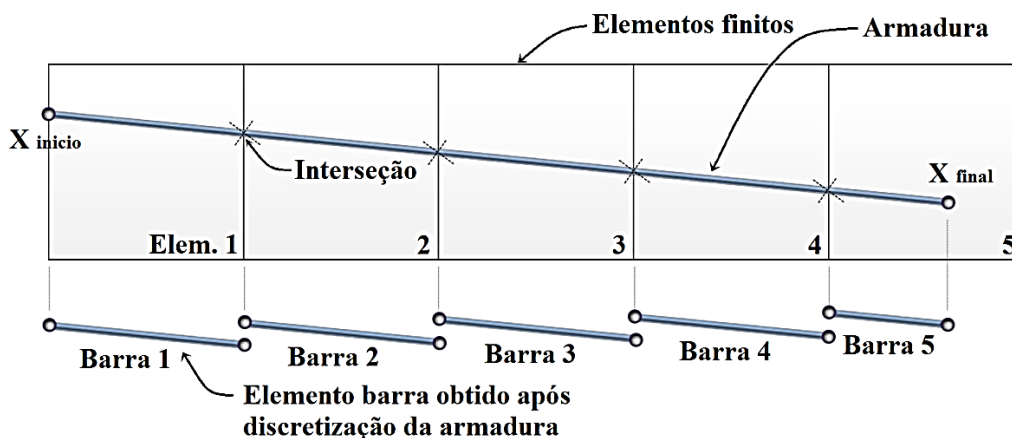


Figura 2.28: Discretização das armaduras - Durand & Farias (2012).

A formulação das armaduras segue a modelagem convencional do MEF, entretanto a interface requer uma formulação específica. Dentro do método semi-embutido existem duas formulações para modelar a interface, a primeira, denominada como “modelagem pontual da interface” e introduzida por Durand (2008); e a segunda, “modelagem contínua da interface” aperfeiçoada por Durand & Farias (2012). Dado que a segunda abordagem permite uma simulação mais realista, a mesma é utilizada nesta pesquisa.

A Figura 2.29 exemplifica o funcionamento do elemento contínuo de ligação. O número de nós deste elemento é variável por corresponde à soma do número de nós do elemento de barra e do elemento atravessado.

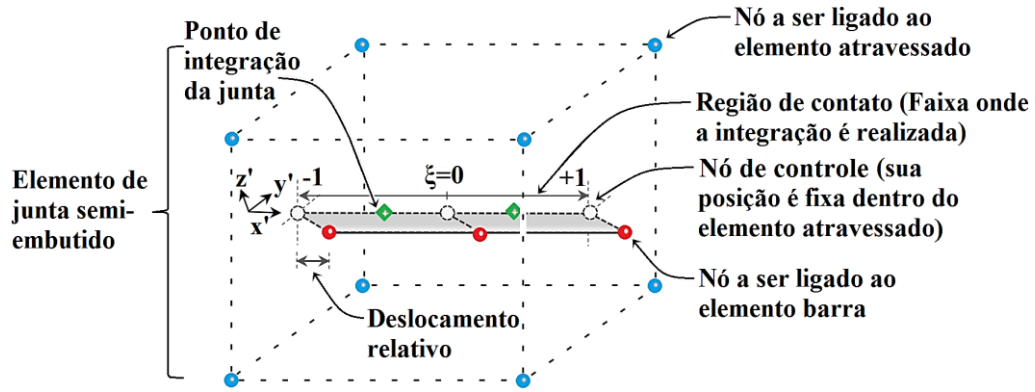


Figura 2.29: Interface representada por um elemento contínuo - Durand & Farias (2012).

Nesta figura os nós representados em cor azul são aqueles que são conectados ao elemento sólido. Analogamente, os nós vermelhos são conectados ao elemento de barra. Por último, os círculos brancos representam a posição inicial dos nós do elemento de barra no elemento sólido (nós de controle). É importante notar que este elemento de interface se sobrepõe ao elemento sólido atravessado.

Os deslocamentos relativos de um ponto ao longo da região de contato em relação às coordenadas locais  $x'$ ,  $y'$  e  $z'$  são expressados por um vetor  $u^{r'} = [u_{x'}^r \ u_{y'}^r \ u_{z'}^r]^T$ . Geralmente são atribuídos valores elevados de rigidez nas direções  $y'$  e  $z'$  para garantir que os deslizamentos da barra sejam produzidos só na direção  $x'$ . Este vetor  $u^{r'}$  pode ser calculado a partir dos deslocamentos nodais do elemento com armadura semi-embutida  $u$ , através da matriz de transformação  $\mathbf{B}$ , de forma que:

$$u^{r'} = \mathbf{B}u \quad (2.26)$$

sendo que no vetor  $u$  estão contidos os deslocamentos nodais do elemento sólido atravessado  $u^s$  e os deslocamentos  $u^b$  referentes à barra como formulado na expressão:

$$u = \begin{Bmatrix} u^s \\ u^b \end{Bmatrix} \quad (2.27)$$

A matriz  $\mathbf{B}$  relaciona os deslizamentos relativos da barra com a tensão cisalhante da interface e é dada por:

$$\mathbf{B} = \mathbf{R}[\mathbf{M}\mathbf{N} - \mathbf{N}] \quad (2.28)$$

Onde  $\mathbf{R}$  representa a matriz de rotação dos cossenos diretores nas direções  $x'$ ,  $y'$  e  $z'$ ,  $\mathbf{N}$  é uma matriz que contém as funções de interpolação da região de interface.  $\mathbf{M}$  é a matriz de

interpolação, onde  $M_{i,j}$  representa a função de forma do nó  $i$  do elemento sólido avaliada no nó  $j$  do elemento embutido.

Depois de calculada a matriz  $\mathbf{B}$ , a rigidez dos elementos de interface pode ser determinada pela equação:

$$\mathbf{K} = \int_0^L \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} P dx' \quad (2.29)$$

onde  $\mathbf{D}$  é a matriz constitutiva do elemento de interface que relaciona o vetor de deslocamentos com os incrementos no vetor de tensões na região de contato,  $P$  é o perímetro da barra,  $dx'$  é um diferencial da área cilíndrica de contato da interface como apresentado na Figura 2.30.

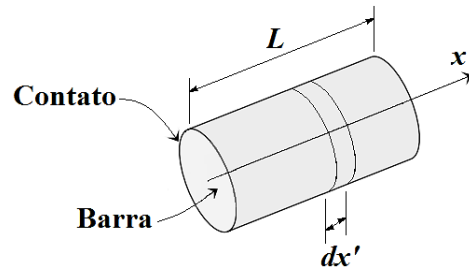


Figura 2.30: Diferencial de área utilizado na integração do elemento de interface.

A matriz constitutiva do elemento de interface  $\mathbf{D}$  é obtida conforme:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

onde  $k_s$  é a rigidez tangencial do contato e  $k_n$  é a rigidez normal do contato.

Usando a quadratura de Gauss, as forças internas do elemento de interface podem ser calculadas como:

$$\mathbf{F} = P \sum_{i=1}^m \mathbf{B}_i^T \boldsymbol{\sigma}_i |J_i| w_i \quad (2.31)$$

Depois de realizar várias análises, Durand & Farias (2012) sugerem que para representar o aço sejam utilizados elementos de barra de três nós e conseqüentemente elementos de junta com três nós porque as tensões em barras de três nós variam de forma linear. Vários testes de validação desta abordagem foram feitos por Del Río (2015).

### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Neste capítulo são detalhadas as etapas definidas no programa experimental. O capítulo descreve ainda o procedimento do ensaio, assim como da fabricação dos corpos de prova e das estruturas adicionais (estrutura de fixação e mecanismo de confinamento). Por último, é apresentada a distribuição dos ensaios em função das etapas definidas.

#### **3.1 PROGRAMAÇÃO EXPERIMENTAL**

Como foi abordado no item 1.3, a investigação experimental deste trabalho foi dividida em três etapas, as quais foram definidas para estudar quatro parâmetros fundamentalmente:

- Nível de confinamento do concreto.
- Cobrimento de concreto.
- Efeito da forma.
- Diâmetro da barra.

A Etapa I foi definida para avaliar o efeito do confinamento passivo por meio do uso de um mecanismo de confinamento. Esse mecanismo de confinamento passivo consistiu em uma chapa de aço que foi colocada na superfície dos corpos de prova e ajustada por meio de parafusos. Nesta etapa foram fabricados corpos de prova com geometria cilíndrica de diâmetro de 150 mm com barras de 10 e 12 mm de diâmetro.

A Etapa II foi estabelecida para avaliar também o nível de confinamento e o cobrimento de concreto ao redor da barra através da variação do diâmetro dos corpos de prova. Nesta etapa foram elaborados modelos com geometria cilíndrica de 100, 150 e 200 mm de diâmetro com barras de 8, 10 e 12 mm de diâmetro

Na Etapa III foi avaliado o efeito da forma do corpo de prova no ensaio de arrancamento. Nesta etapa foram elaborados corpos de prova prismáticos de 200 mm de lado com barras de 8, 10 e 12 mm de diâmetro. Os resultados destes ensaios foram comparados com os resultados obtidos dos modelos cilíndricos de 200 mm de diâmetro estudados na Etapa II. Esta etapa foi criada pela diferença de critérios entre os pesquisadores em relação à geometria do corpo de prova a usar no ensaio de arrancamento.

É importante destacar que a altura dos corpos de prova cilíndricos sempre foi de 200 mm. Por outro lado, o parâmetro do diâmetro da barra foi avaliado em todas as etapas, dado pela variação dos mesmos. Na Figura 3.1 é mostrado um esquema gráfico das etapas de trabalho desenvolvidas em laboratório.

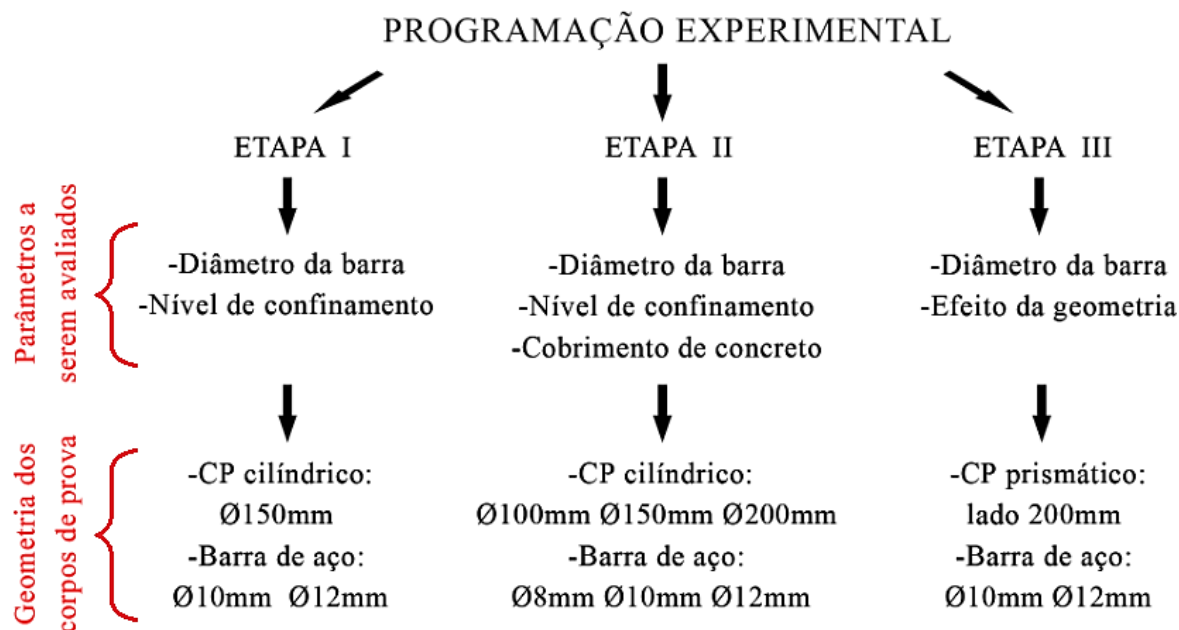


Figura 3.1: Esquema gráfico do programa experimental.

Em relação ao nível de confinamento, existem dois tipos de confinamento que podem ser aplicados no ensaio: o ativo e o passivo. O confinamento ativo é dado pela aplicação constante de pressão transversal na superfície dos corpos de prova. Este tipo de confinamento é muito difícil de aplicar experimentalmente pois seria necessário reproduzir um ensaio tri-axial. No entanto, o confinamento passivo pode-se obter de três formas diferentes. Este pode ser provocado pela variação de volume de concreto ao redor da barra, pela ação da armadura de cisalhamento ou pela ação de reforços adicionais nos elementos, como por exemplo o cintamento. Na Figura 3.2 pode-se observar os tipos de confinamento possíveis e em cor vermelha os tipos de confinamento estudados neste trabalho.



Figura 3.2: Tipos de confinamento nas estruturas.

### 3.2 PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Para o ensaio de arrancamento foi utilizada uma Máquina de Ensaio Universal Multiaxial (MTS Landmark 370.10), disponível no Laboratório de Ensaio de Materiais da Faculdade de Engenharia Mecânica da Universidade de Brasília, com capacidade máxima de carga de 100 kN. Esta prensa MTS Landmark 370.10 está instrumentada na garra superior com um Linear Variable Differential Transducer (LVDT) para medir os deslocamentos; e está equipada com um controlador de dados e *software* profissional chamado “*Station Manager*” para controlar, configurar e armazenar os resultados do ensaio. Na Figura 3.3 pode-se observar os equipamentos descritos.

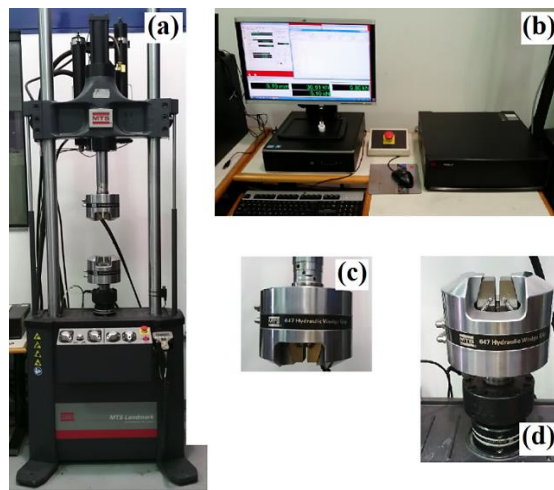


Figura 3.3: (a) Máquina MTS Landmark 370.10 utilizada nos ensaios, (b) Controlador de dados e computador com software profissional, (c) Garra superior, (d) Garra inferior.

O ensaio realizado foi do tipo “deformação controlada”, desta forma foram armazenados os valores de força axial em função do deslizamento da barra durante o processo da ruptura da aderência; conseguindo assim capturar o ramo descendente da curva de comportamento, comumente chamada na literatura como pós pico ou “*post peak*”.

A velocidade de aplicação do carregamento foi a menor na qual a máquina pode funcionar corretamente, de 2 mm/min, constante para todos os ensaios realizados. Esta velocidade foi colocada por dois motivos fundamentais. O primeiro corresponde ao tipo de ensaio, dado que em um ensaio de deformação controlada deve ser monitorado o deslizamento da barra. O segundo motivo refere-se à influência da velocidade de aplicação da carga nos resultados; o ensaio deve ser “quase estático” para evitar alterações nas capacidades resistentes dos materiais envolvidos produto de efeitos dinâmicos.



### 3.3 FABRICAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Neste estudo foram definidos dois tipos de geometrias, nesse sentido, foram fabricados corpos de prova com geometria cilíndrica e com geometria prismática. Estes modelos foram fabricados no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília (LABEST - UnB). A seguir, descreve-se o processo de fabricação dos corpos de prova definidos para cada etapa experimental.

#### 3.3.1 Corpos de prova cilíndricos para os ensaios da “Etapa I”

Os corpos de prova compreendidos nesta etapa foram compostos por um cilindro de concreto de 150 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento; e por barras de aço de 10 e 12 mm de diâmetro conforme Figura 3.4.

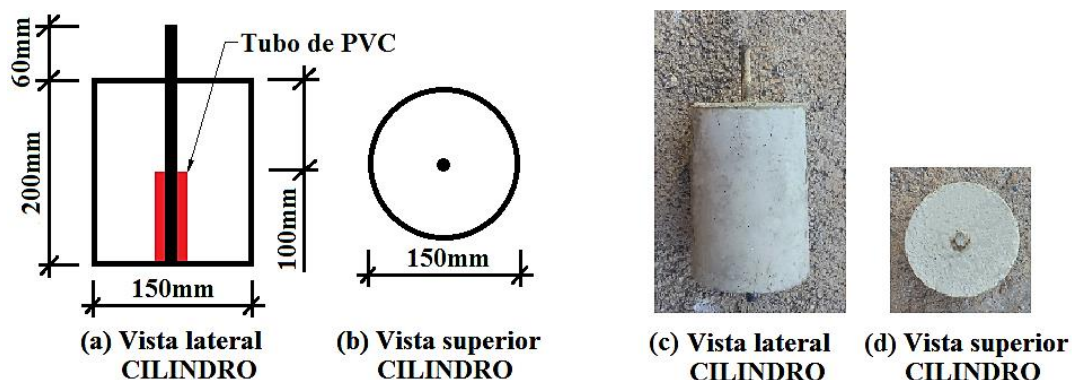


Figura 3.4: Dimensões e forma final dos corpos de prova da Etapa I.

Esta geometria cilíndrica obteve-se a partir de tubos de PVC de 150 mm de diâmetro, cortados em peças de 200 mm de comprimento que posteriormente foram fixadas a uma base de madeira por meio de pregos e silicone. Para fixar a barra verticalmente nas formas foram utilizados arames de aço conforme Figura 3.5a.

O comprimento de ancoragem definido para todo os corpos de prova foi de 100 mm conforme recomenda o procedimento de RILEM RC5 (1973) (cinco vezes o diâmetro da barra ou metade do comprimento do corpo de prova). Para garantir este comprimento experimentalmente foram usados tubos de PVC de 100 mm de comprimento, os quais foram fixados às barras por meio de fita isolante como ilustra a Figura 3.5b, para impedir vazamento de concreto.

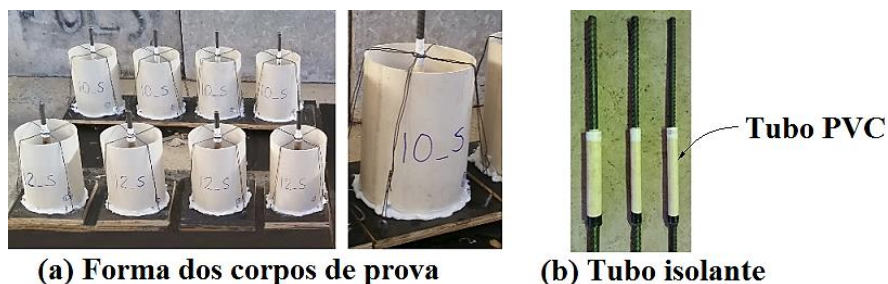


Figura 3.5: Formas construídas e tubo isolante dos corpos de prova para da Etapa I.

Por outro lado, a cura adotada para estes corpos de prova foi “cura por imersão” como mostrado na Figura 3.6. Os modelos foram colocados em um tanque com água durante 30 dias. Após esses 30 dias, os corpos de prova foram colocados no laboratório em ambiente natural até a realização dos ensaios de arrancamento.



Figura 3.6: Processo de cura dos corpos de prova.

### 3.3.2 Corpos de prova cilíndricos para os ensaios da “Etapa II”

Nesta etapa, os corpos de prova foram igualmente de geometria cilíndrica, compostos por um cilindro de concreto de 100, 150 e 200 mm de diâmetro, com barras de aço de 8, 10 e 12 mm de diâmetro e comprimento de ancoragem de 100 mm como mostra a Figura 3.7.

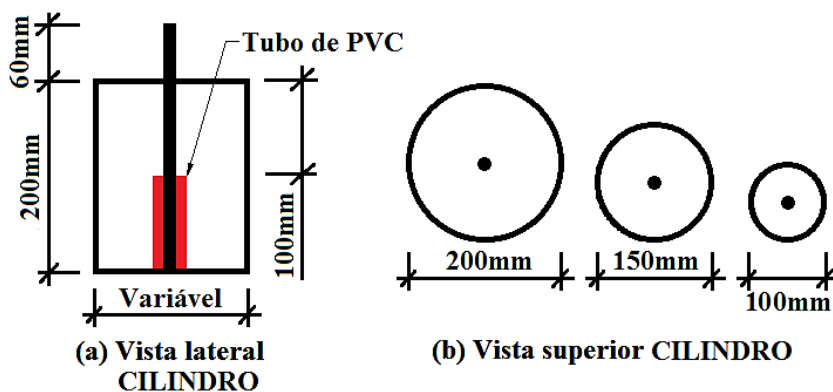


Figura 3.7: Dimensões dos corpos de prova da Etapa II.

O processo de confecção das formas assim como a obtenção do comprimento de ancoragem foi o mesmo utilizado para os corpos de prova da Etapa I, descrito no item anterior. Na Figura 3.8 são mostradas as formas fabricadas para a obtenção dos corpos de prova correspondente a esta etapa.



Figura 3.8: Formas dos corpos de prova Etapa II.

O processo de cura destes corpos de prova foi “cura por aspersão”. Neste caso, os modelos receberam água por meio de mangueira três vezes no dia durante sete dias. Ainda, na superfície dos corpos de prova foi colocado uma manta para evitar a evaporação da água conforme Figura 3.9b.



Figura 3.9: Corpos de prova da Etapa II. (a) Corpos de prova durante o processo de cura, (b) Manta colocada sob os corpos de prova.

### 3.3.3 Corpos de prova prismáticos para os ensaios da “Etapa III”

Nesta etapa, os corpos de prova foram de geometria prismática, formados por um prisma de concreto de 200 mm de lado e por barras de aço de 8,10 e 12 mm de diâmetro como mostrado na Figura 3.10.

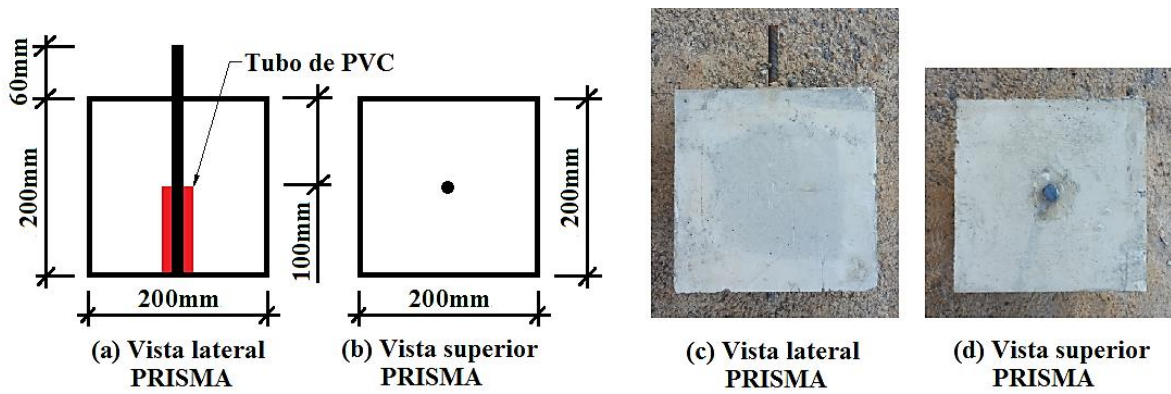


Figura 3.10: Dimensões e forma final dos corpos de prova da Etapa III.

As formas prismáticas destes corpos de prova foram feitas em madeirite plastificado, fabricadas para produzir cinco exemplares por lote conforme Figura 3.11a. Neste caso, as barras foram colocadas horizontalmente, passando através de dois furos abertos nas laterais das formas. Neste sentido, não foi estudado o efeito do sentido da concretagem. Já o processo realizado para a obtenção do comprimento da ancoragem foi por meio de tubos de PVC como descrito nas etapas anteriores. Na Figura 3.11b é ilustrada a posição do tubo isolante dentro da forma.

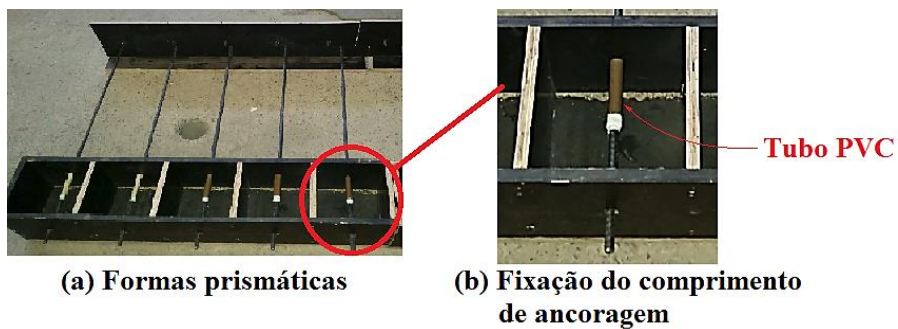


Figura 3.11: Formas fabricadas para a obtenção dos corpos de prova da Etapa III.

A cura para estes corpos de prova foi “cura por aspersão”. O procedimento de cura foi o mesmo utilizado para os corpos de prova da Etapa II. Na Figura 3.12 é mostrado o processo de cura para estes modelos.



Figura 3.12: Processo de cura dos corpos de prova da Etapa III.



### 3.4 ESTRUTURA DE FIXAÇÃO

Nesta pesquisa não se contou com uma máquina concebida para fazer ensaios de arrancamento. A prensa utilizada (MTS) somente conta com duas garras para prender barras de aço. Neste sentido, foi necessário construir uma estrutura cujo objetivo foi manter o bloco de concreto preso durante o ensaio de arrancamento. Esta estrutura está composta por duas chapas de aço de espessura de 1 polegada, que são ligadas por meio de quatro barras rosçadas de aço de diâmetro 20 mm, porcas e arruelas como ilustra-se na Figura 3.13.

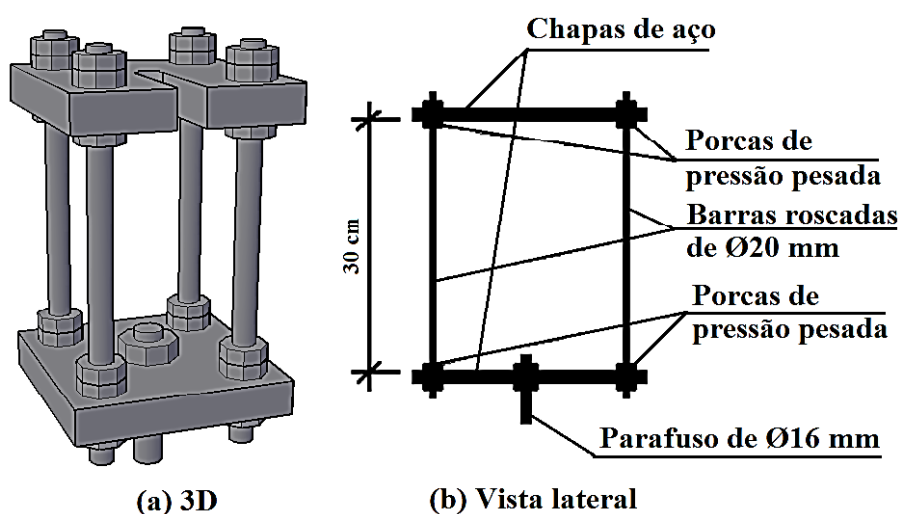


Figura 3.13: Estrutura de fixação dos corpos de prova.

Na chapa superior desta estrutura foi feita uma ranhura até o centro da mesma conforme Figura 3.14b, para facilitar a colocação dos corpos de prova com a barra sobressalente. Entretanto, na chapa inferior foi feito um furo no centro, como observa-se na Figura 3.14c, para colocar um parafuso de alta resistência (parafuso de fixação da estrutura), o qual foi preso pela garra inferior da MTS. É importante destacar que tanto a ranhura da chapa superior, quanto o furo da chapa inferior foram feitos no centro das mesmas para evitar excentricidades durante o ensaio.

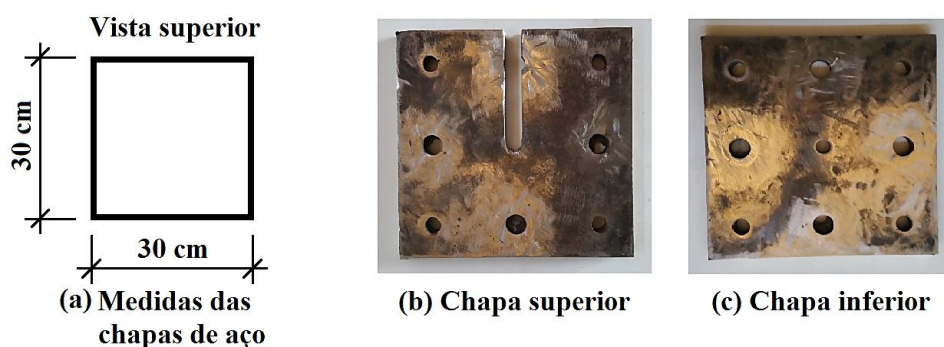


Figura 3.14: Geometria e características das chapas de aço.

As barras foram fixadas às chapas com porcas e arruelas de pressão pesada. Neste sentido, foram colocadas duas porcas por barra na face superior de cada chapa para garantir que não exista escorregamento das roscas devido às forças existentes durante o ensaio.

Por outro lado, as dimensões das chapas de aço, o diâmetro das barras laterais e a resistência do parafuso de fixação permitem que a rigidez da estrutura de fixação seja muito superior à rigidez do contato. Neste sentido, foram calculadas as deformações das barras durante o ensaio para confirmar que estas deformações podem ser desprezadas. Logo, a aderência aço-concreto será vencida muito antes que ocorram deformações relativas significantes na estrutura. Na Tabela 3.1 são apresentadas as tensões de escoamento dos tipos de aço de cada elemento que conforma essa armação. Finalmente, na Figura 3.15 apresenta-se a forma final da estrutura de fixação construída para a realização dos ensaios de arrancamento.

Tabela 3.1: Características dos aços utilizados na estrutura de fixação.

<b>Características</b>	<b>Tipo de aço</b>	<b><math>f_y</math> (MPa)</b>
<b>Chapas</b>	1045	310
<b>Barras roscadas</b>	1020	250
<b>Parafuso de fixação</b>	Liga 12,9	510



Figura 3.15: Forma final da estrutura de fixação.

### 3.5 MECANISMO DE CONFINAMENTO PASSIVO

Para simular o confinamento externo a ser estudado na Etapa I foi construída uma estrutura adicional composta por duas metades de um tubo metálico de 150 mm de diâmetro, 200 mm de altura e 3 mm de espessura, como ilustra-se na Figura 3.16.

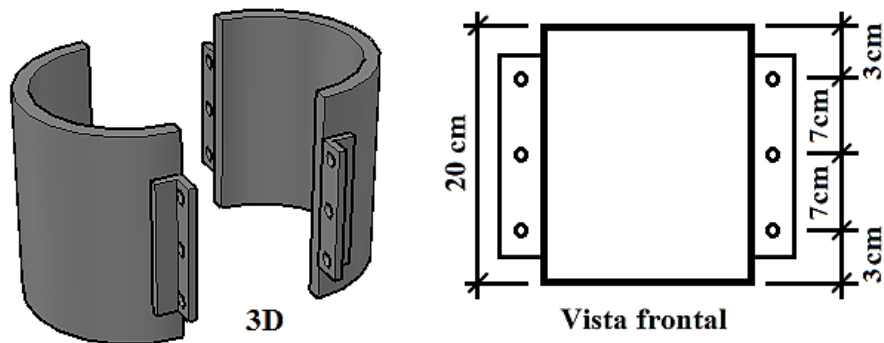


Figura 3.16: Projeto de estrutura de confinamento.

Nas bordas laterais das chapas foram soldadas cantoneiras de abas iguais de 50,8x50,8x6,3 mm com o objetivo de prender ambas metades por meio de parafusos e porcas de pressão pesada como mostra-se na Figura 3.17.



Figura 3.17: Forma final da estrutura confinante. (a) Vista em perspectiva, (b) Vista lateral, (c) Exemplo de uso no corpo de prova.

### 3.5.1 Instrumentação da chapa de confinamento

Com o objetivo de quantificar o nível de confinamento nos corpos de prova foram colocados extensômetros elétricos de resistência (EER), também conhecidos como *strain gages* (SG), na superfície exterior do tubo metálico. Esses extensômetros elétricos são da marca Kyowa, de fabricação Japonesa, modelo KFG-5-120-C1-11 próprios para aço com comprimento de 5 mm, resistência de 120  $\Omega$  e fator de correção  $2,10 \pm 1,0$ .

Os SG foram colocados radialmente ao nível da linha de parafusos. Em uma das chapas foram colocados seis SG e na outra foram colocados três, como mostra-se na Figura 3.18. Essa configuração foi adotada para captar as variações de deformações que ocorrem tanto perto dos parafusos quanto no centro das chapas. Em total foram colocados nove SG.



Figura 3.18: Posição dos SG na chapa de aço.

Para colocar os SG nas chapas, as zonas de colocação dos mesmos foram inicialmente lixadas conforme Figura 3.19a. Após o processo de lixamento, foi feita a limpeza dessas zonas com álcool isopropílico. Em seguida foi colocado e fixado cada SG com cola à base epóxi (Super Bond<sup>®</sup>) para a posterior soldagem da fixação, como mostrado na Figura 3.19b e Figura 3.19c. Finalmente, para a proteção dos SG foi colocada uma camada superficial de cola (Araldite<sup>®</sup>) como pode-se observar na Figura 3.19d.



Figura 3.19: Procedimento de fixação do SG. (a) Lixamento da superfície, (b) Colocação do SG, (c) Fixação do SG com Super Bond<sup>®</sup>, (d) Proteção do SG com Araldite<sup>®</sup>.

### 3.5.2 Aquisição dos dados da chapa de confinamento

Para a coleta e armazenamento das leituras dos extensômetros fixados às chapas de aço foi utilizado o sistema de aquisição de dados “Spider-08” em conjunto com o *software* “Catman-4.5”. Pela quantidade de SG colocados foi necessário utilizar dois aquisitores.

Na Figura 3.20a são mostrados os equipamentos utilizados (computador e aquisitores de dados) para a configuração e armazenamento dos dados obtidos pelo ensaio. Esses aquisitores foram conectados e sincronizados ao computador por meio de cabos especiais como mostrados na Figura 3.20b. Finalmente, na Figura 3.20c é ilustrada a sincronização da chapa confinante ao corpo de prova durante o ensaio.



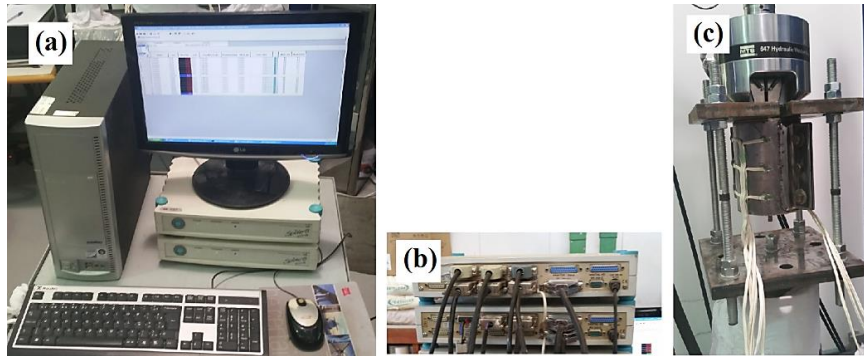


Figura 3.20: (a) Computador com software profissional, (b) Conexão dos cabos aos aquisitores de dados, (c) Montagem do ensaio de arrancamento com chapa de confinamento.

É importante destacar que estas leituras obtidas dos SG são as deformações que experimentam as chapas de aço produto da expansão do concreto. Durante o ensaio de arrancamento o concreto tende a expandir; acredita-se que esta expansão é provocada pela dilatação do concreto devido às nervuras do aço e o efeito do coeficiente de Poisson. Na Figura 3.21b pode se observar o campo de deformações ( $\epsilon_c$ ) que aparece no concreto durante o arrancamento da barra. Ademais, na Figura 3.21c é mostrada a deformação ( $\epsilon_s$ ) que deve experimentar a chapa de confinamento devido a essa expansão do concreto.

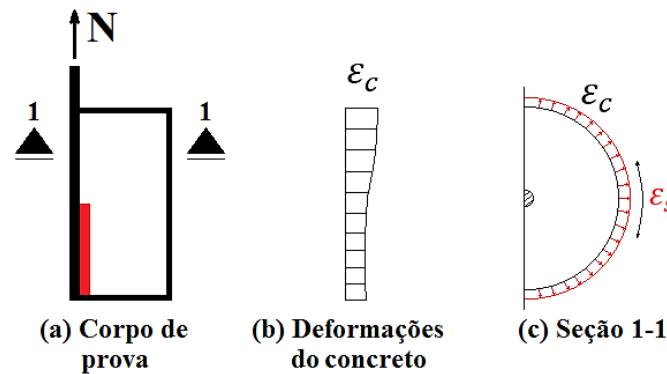


Figura 3.21: (a) Corpo de prova durante o ensaio, (b) Deformações que experimenta o concreto devido ao deslizamento da barra, (c) Deformações que experimenta a chapa de confinamento durante o ensaio.

Para transformar estas deformações a serem capturadas nas chapas de aço em tensão de confinamento é utilizada a teoria do cálculo de tensões em cilindros de paredes finas. Neste sentido, para determinar o tipo de teoria a utilizar em função da espessura do mesmo foi utilizada a teoria de Barlow (cilindro de paredes finas). A teoria de Barlow confirma que pode-se utilizar o princípio dos cilindro de paredes finas.

Na Figura 3.22 é mostrada a deformação, tensão normal e a tensão tangencial presentes em um cilindro de parede fina.

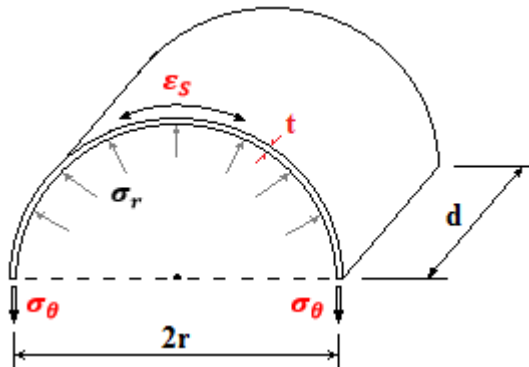


Figura 3.22: Pressão interna em um cilindro de parede fina.

Fazendo um equilíbrio entre as pressões normais e as tensões tangenciais temos a seguinte expressão:

$$\sigma_r \cdot d \cdot 2r = \sigma_\theta \cdot t \cdot d \quad (3.1)$$

onde  $\sigma_r$  é a tensão radial,  $d$  é o comprimento do cilindro,  $r$  é o raio do cilindro,  $\sigma_\theta$  é a tensão tangencial e  $t$  é a espessura do cilindro.

Neste estudo, o objetivo é obter os valores da pressão interna ( $\sigma_r$ ) que exerce o concreto sobre a chapa. Além disso, aplicando a “Lei de Hooke” ao longo do perímetro ( $\sigma_\theta = E_S \varepsilon_S$ ) e colocando em evidência a pressão interna ( $\sigma_r$ ), tem-se:

$$\sigma_r = \frac{t E_S \varepsilon_S}{2r} \quad (3.2)$$

onde  $E_S$  é o módulo de elasticidade da chapa de aço e  $\varepsilon_S$  é a deformação medida na chapa por meio dos SG.

Desta forma tem-se a tensão de confinamento do concreto ( $\sigma_r$ ) a partir das deformações ( $\varepsilon_S$ ) capturadas pelos SG colocados na chapa de confinamento.

### 3.6 DISTRIBUIÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

A distribuição dos ensaios neste trabalho foi concebida para, nas etapas definidas anteriormente, avaliar os parâmetros estabelecidos (nível de confinamento, cobrimento de concreto, efeito da forma e diâmetro da barra). Com fins estatísticos, foram fabricados três corpos de prova para cada tipo de ensaio.

#### 3.6.1 Corpos de prova da Etapa I

A Etapa I compreende corpos de prova cilíndricos de diâmetro 150 mm e barras de 10 e 12 mm utilizados para o estudo do confinamento passivo. Em total foram feitos 12 corpos de prova, distribuídos conforme ilustra-se na Figura 3.23.

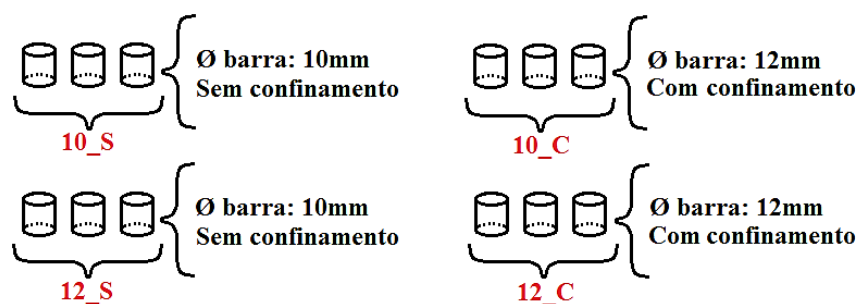


Figura 3.23: Distribuição do programa experimental para Etapa I.

Os corpos foram identificados em função dos parâmetros a serem avaliados nesta etapa (diâmetro da barra e nível de confinamento). Os corpos de prova a serem confinados foram nomeados com a letra C e os corpos de prova testados sem confinamento com a letra S. Por exemplo, a nomenclatura 12\_C refere-se a um corpo de prova sujeito a confinamento e que contém uma barra de 12 mm de diâmetro.

#### 3.6.2 Corpos de prova da Etapa II

A Etapa II está composta por corpos de prova cilíndricos de diâmetro 100, 150 e 200 mm de diâmetro nos que foram introduzidas barras de 8, 10 e 12 mm de diâmetro. Nesta etapa foram fabricados um total de 27 corpos de prova, os quais foram distribuídos como mostra-se na Figura 3.24.

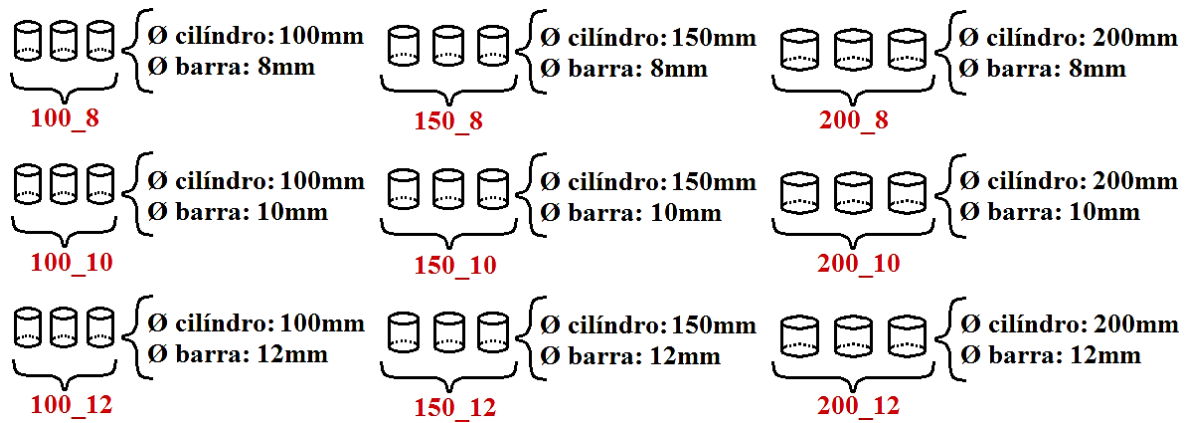


Figura 3.24: Distribuição do programa experimental para Etapa II.

Estes corpos de prova foram diferenciados de acordo com diâmetro do cilindro de concreto e o diâmetro da barra utilizada em cada caso. Inicialmente foram identificados pelo diâmetro do cilindro e posteriormente pelo diâmetro da barra. Por exemplo, a classificação 200\_12 refere-se a um corpo de prova de diâmetro 200 mm que contém barra de 12 mm.

### 3.6.3 Corpos de prova da Etapa III

A Etapa III encerra corpos de prova de geometria prismática com 200 mm de lado e barras de 8, 10 e 12 mm de diâmetro. Em total foram fabricados 9 corpos de prova, os quais foram distribuídos como mostra a Figura 3.25.

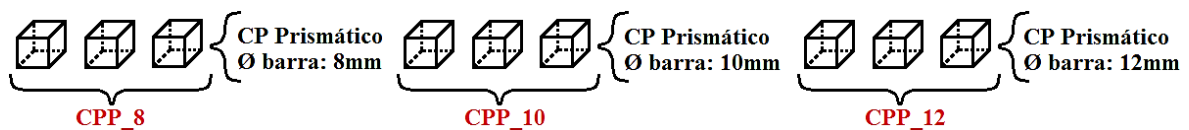


Figura 3.25: Distribuição do programa experimental para Etapa III.

Estes corpos de prova foram diferenciados unicamente pelo diâmetro da barra inserida no bloco de concreto. Primeiramente todos os modelos foram identificados de CPP (Corpo de Prova Prismático), seguidamente com o diâmetro da barra correspondente. Por exemplo, CPP\_10 refere-se a um corpo de prova que contém uma barra de 10 mm de diâmetro.

Em resumo, o programa experimental contempla 12 corpos de prova na primeira etapa, 27 na segunda e 9 na terceira, somando um total de 48 corpos de prova. A Figura 3.26 mostra os corpos de prova que foram ensaiados em laboratório.



**Corpos de prova, Etapa I: Efeito do confinamento passivo por meio da chapa de aço.**



**Corpos de prova, Etapa II: Efeito do confinamento passivo pela variação do cobrimento de concreto ao redor da barra.**



**Corpos de prova, Etapa III: Estudo do efeito da forma nos corpos de prova.**

Figura 3.26: Corpos de prova distribuídos por etapas.

## 4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste Capítulo é descrito o processo de caracterização do concreto e o aço utilizados para a fabricação dos corpos de prova. O conhecimento das propriedades dos materiais é de grande importância para a verificação dos mesmos e para a obtenção dos parâmetros mecânicos a serem utilizados na análise numérica de Elementos Finitos.

O concreto utilizado para fabricar os corpos de prova foi doado por duas empresas do Distrito Federal, CONCRECON (Concreto A) e CONCRETECNO (Concreto B). Os corpos de prova pertencentes às Etapa I e III foram elaborados utilizando o Concreto A, entretanto, os modelos da Etapa II foram concretados utilizando o Concreto B. Na Figura 4.1 é apresentado um esquema gráfico do concreto utilizado para cada etapa.

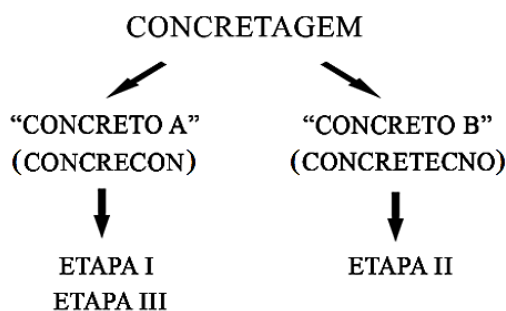


Figura 4.1: Esquema gráfico do processo de concretagem.

### 4.1 ANÁLISE DO CONCRETO A

O Concreto A utilizado neste trabalho foi uma doação da Empresa CONCRECON, em princípio, para o trabalho de doutorado do aluno Wallison Carlos de Sousa Barbosa. Este concreto foi ensaiado para determinar a resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência a tração. Para a realização das análises foram moldados corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento. No processo de caracterização foram ensaiados um total de dez corpos de prova; destes, quatro foram destinados ao ensaio de resistência à compressão, três para a obtenção do módulo de elasticidade e três para o ensaio de resistência à tração (ensaio de compressão diametral).

O concreto requisitado deveria ter características fluídas, para evitar brocas nos elementos, e manter trabalhabilidade até o final do processo de concretagem. O abatimento solicitado à empresa foi de  $12 \pm 2$  cm. Neste sentido, foi obtido abatimento de 12,0 cm em ensaio SLUMP, conforme ilustra-se na Figura 4.2.



Figura 4.2: Ensaio de consistência do concreto no momento de recebimento do mesmo.

#### 4.1.1 Análise do concreto à compressão

O concreto solicitado à empresa foi um concreto de densidade normal, com resistência à compressão de 30 MPa. Por outro lado, os ensaios de resistência à compressão foram realizados aos 28 dias em uma máquina EMIC de 300 kN de capacidade máxima, localizada no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília (UnB). Estes ensaios foram feitos seguindo as recomendações propostas na ABNT NBR 5739:2007. Na Figura 4.3 é mostrado o processo de ensaio de resistência à compressão.

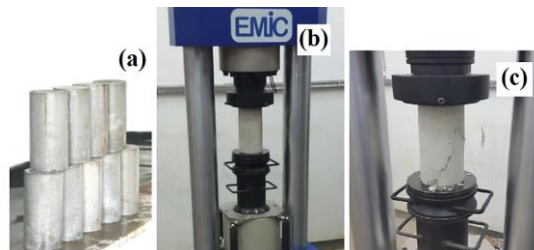


Figura 4.3: Ensaio de resistência à compressão. (a) Corpos de prova a serem ensaiados, (b) Processo de ensaio na prensa EMIC, (c) Modo de ruptura dos corpos de prova.

Os resultados destes ensaios são mostrados na Tabela 4.1. Note-se que na tabela existe um item intitulado “Módulo de Elasticidade”, este refere-se aos corpos de prova ensaiados para determinar o módulo de elasticidade, mas que também foram rompidos a compressão.

Tabela 4.1: Dados experimentais da resistência a compressão.

<i>Local dos Ensaios</i>	<b>Dados experimentais</b>			<b>Média</b>	
	<b>Ensaio Tipo</b>	<b>Força Máx. (kN)</b>	<b>Compressão (MPa)</b>	<b>Preliminar</b>	<b>Final</b>
<i>Laboratório de Ensaios de Materiais (LEM)</i>	Compressão	271,12	33,60	34,08	34,01
		263,89	34,38		
		278,49	34,85		
		271,83	33,52		
	Módulo de Elasticidade	-	33,57	33,95	
		-	34,70		
		-	33,59		



A Figura 4.4 mostra os corpos de prova depois de realizado o ensaio de resistência à compressão. A forma de ruptura dos mesmos manteve um padrão de acordo com os modelos de ruptura definidos na norma brasileira.



Figura 4.4: Forma de ruptura dos corpos de prova nos ensaios de resistência a compressão.

De acordo com os resultados obtidos, a resistência à compressão do Concreto A resultou superior a resistência à compressão nominal solicitada à empresa fornecedora do concreto. Resultado favorável para o desenvolvimento do estudo.

#### 4.1.2 Módulo de Elasticidade do concreto ( $E_c$ )

O módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) foi determinado de acordo com as recomendações que sugere a NBR 8522: 2008. Esta norma indica que, inicialmente é aplicado um pré-carregamento equivalente a uma tensão de 0,5 MPa, em seguida é aplicada uma carga cíclica de 3 períodos, com valor mínimo de 0,5 MPa e máximo de 30% da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ). A Figura 4.5 apresenta o esquema de aplicação do carregamento recomendado pela NBR para a realização do ensaio.

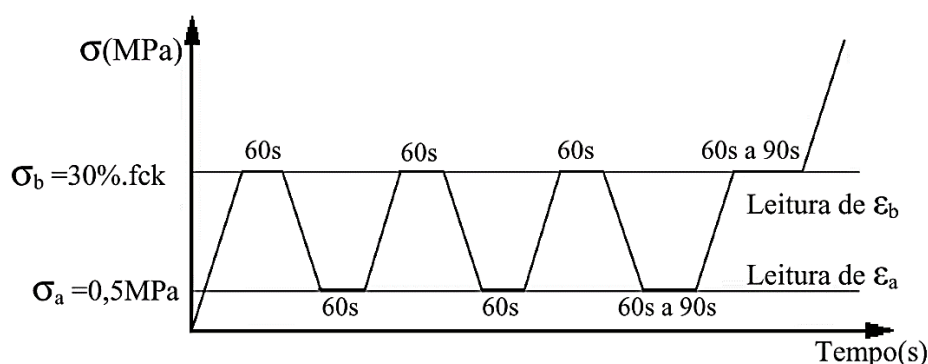


Figura 4.5: Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade (NBR 8522: 2008).

Seguindo como referência a NBR 8522: 2008 e com base na Figura 4.5, o módulo de elasticidade ( $E_c$ ) é calculado pela seguinte equação:

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3} \quad (4.1)$$



onde  $\Delta\sigma$  é a variação de tensões do concreto,  $\Delta\varepsilon$  é a variação de deformações que experimenta o concreto quando submetido as tensões  $\sigma_a$  e  $\sigma_b$ ,  $\sigma_a$  é a tensão básica do concreto (0.5 MPa),  $\sigma_b$  é a máxima tensão do concreto ( $0.3f_{ck}$ ),  $\varepsilon_a$  é a deformação específica do concreto sob a tensão básica e  $\varepsilon_b$  é a deformação específica do concreto sob a tensão máxima.

O ensaio foi realizado de forma automática pela prensa, onde as leituras das deformações foram captadas pelos extensômetros eletrônicos de configuração dupla para medição de pequenas deformações, fixados na face do corpo-de-prova com um elástico, conforme mostra-se na Figura 4.6. Os resultados dos ensaios foram listados na Tabela 4.2.

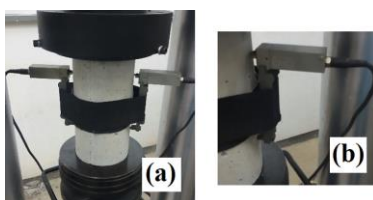


Figura 4.6: Determinação do módulo de Elasticidade ( $E_c$ ) do Concreto A. (a) Ensaio do módulo de elasticidade, (b) Extensômetro eletrônico colocado no corpo de prova.

Tabela 4.2: Resultado dos ensaios de módulo de elasticidade ( $E_c$ ) – Concreto A.

<i>Local dos Ensaio</i>	<b>Corpo de prova</b>	<b><math>E_c</math> (GPa)</b>	<b>Média (GPa)</b>
<b>(LEM)</b>	CP_1	26,37	25,11
	CP_2	24,71	
	CP_3	24,26	

Em conformidade com os resultados obtidos, o valor médio do módulo de elasticidade ( $E_c$ ) do Concreto A não atingiu o módulo de elasticidade nominal que apresentam os concretos de densidade normal (26 GPa). Em qualquer caso, o módulo de elasticidade obtido foi próximo ao nominal, sendo pouco significativa essa diferença dado que a variação foi menor de 5%.

#### 4.1.3 Análise do concreto à tração

Para determinar a resistência a tração do concreto ( $f_t$ ) foi realizado o ensaio de compressão diametral, conhecido como “ensaio brasileiro”. Este ensaio seguiu as recomendações da NBR 7222:2010. Para a realização do mesmo foi utilizada a máquina “DENISON”, localizada também no Laboratório De Ensaio De Materiais (LEM). Os corpos de prova

foram apoiados sobre duas peças de madeira, que por sua vez foram apoiadas na prensa em duas chapas metálicas padronizadas conforme Figura 4.7.

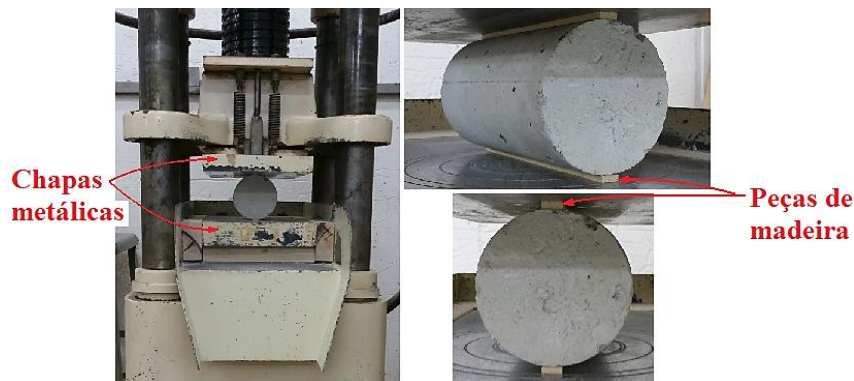


Figura 4.7: Ensaio de compressão diametral.

A NBR 7222:2010 expressa a resistência à tração por compressão diametral  $f_{ct}$  a partir da seguinte expressão:

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot P_{m\acute{a}x}}{\pi \cdot d \cdot l} \quad (4.2)$$

onde  $P_{m\acute{a}x}$  é a carga máxima obtida no ensaio,  $d$  é o diâmetro do corpo de prova e  $l$  é o comprimento do corpo de prova.

A forma de ruptura dos corpos de prova foi conforme o padrão para este tipo de ensaio. Na Figura 4.8 pode-se observar a ruptura durante o ensaio. Além disso, o resultado geral dos ensaios de compressão diametral são apresentados na Tabela 4.3.



Figura 4.8: Ruptura dos corpos de prova.

Tabela 4.3: Resultado dos ensaios de compressão diametral – Concreto A.

<i>Local dos Ensaio</i> s	<b>Corpo de prova</b>	<b>f<sub>ct</sub> (MPa)</b>	<b>Média (MPa)</b>
<b>(LEM)</b>	CP_1	2,81	3,16
	CP_2	3,61	
	CP_3	3,07	

De acordo com estes resultados, os valores de resistência à tração estão em torno de 8% da resistência à compressão. Desta forma, verifica-se a hipótese que a resistência a tração do concreto fica em torno de 5 a 10% da resistência a compressão.

## 4.2 ANÁLISE DO CONCRETO B

O Concreto B foi apenas ensaiado para determinar o módulo de elasticidade e resistência à compressão. A resistência a tração foi calculada em função da sua resistência à compressão, conforme recomenda a ANBT NBR 6118: 2014. Neste caso, para a caracterização do material foram moldados três corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetros e 200 mm de comprimento.

O concreto foi requisitado com as mesmas características que o concreto A. Este devia ser de resistência à compressão de 30 MPa e com características fluídas. Neste sentido, o abatimento solicitado à empresa foi de  $12 \pm 2$  cm e foi obtido 13,0 cm em ensaio SLUMP.

### 4.2.1 Módulo de Elasticidade do concreto ( $E_c$ )

O procedimento utilizado para determinar o módulo de elasticidade ( $E_c$ ) foi também baseado na NBR 8522:2008. Estes ensaios foram realizados na prensa EMIC do LEM, sob as mesmas condições dos ensaios de caracterização do Concreto A.

Os resultados dos ensaios foram listados na Tabela 4.4. Cabe sinalar que os corpos de prova ensaiados para determinar o módulo de elasticidade ( $E_c$ ) foram também rompidos para obter a resistência à compressão ( $f_c$ ). Por último, os valores de resistência à tração ( $f_t$ ) foram obtidos por meio da equação (2.7), recomendada pela ANBT NBR 6118:2014.

Tabela 4.4: Resultado dos ensaios no concreto – Concreto B.

<i>Local dos Ensaio</i>	<i>Corpo de prova</i>	<i><math>E_c</math> (GPa)</i>	<i>Média (GPa)</i>	<i><math>f_c</math> (MPa)</i>	<i>Média (MPa)</i>	<i><math>f_{ct}</math> (MPa)</i>	<i>Média (MPa)</i>
<i>(LEM)</i>	CP_1	24,66	23,97	32,15	31,61	3,03	3,00
	CP_2	23,07		30,98		2,96	
	CP_3	24,19		31,69		3,00	

Em consequência com estes resultados. Os resultados da resistência à compressão foram superiores à resistência nominal solicitada (30 MPa). Os valores de módulo de elasticidade obtidos não atingiram o valor nominal para um concreto de densidade normal (26 GPa), mas

ficaram dentro do intervalo de aceitação (5%). Por outro lado, os valores de resistência à tração ficaram dentro do esperado de acordo com as hipóteses de resistência à tração (5-10% $f_c$ ). É importante destacar que as propriedades mecânicas do Concreto B foram inferiores às propriedades encontradas no Concreto A.

### 4.3 ANÁLISE DO AÇO

Foi utilizado aço do tipo CA-50. As barras foram analisadas somente utilizando-se o ensaio à Tração. Foram ensaiados nove corpos de prova metálicos, três barras de 8 mm, três 10 mm e três de Ø12.7 mm de diâmetro.

#### 4.3.1 Ensaio de Tração

As barras de aço utilizadas neste trabalho foram ensaiadas a tração na mesma máquina EMIC localizada no LEM. Neste caso, foi utilizado o módulo para ensaios em corpos de prova metálicos como pode-se observar na Figura 4.9. Estes ensaios foram efetuados seguindo o procedimento estabelecido pela norma NBR ISO 6892-1:2009. Os corpos de prova metálicos consistiam em barras de 8, 10 e 12 mm de diâmetro e comprimento de 500 mm.

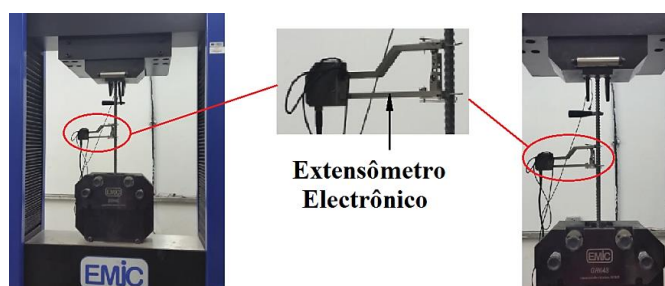


Figura 4.9: Ensaio de tração no aço.

Os resultados dos ensaios de tração das barras são apresentados na Tabela 4.5, note-se que para cada diâmetro estudado são apresentados os resultados individuais de cada corpo de prova e no final, a média de cada parâmetro para cada diâmetro de barra.

Tabela 4.5: Resultado dos ensaios de tração no aço.

Diâmetro de barra (mm)	Corpo de prova	$E_s$ (GPa)	$F_y$ (kN)	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (‰)
8	CP_1	201.8	28.30	564.4	2.8
	CP_2	197.9	27.95	556.0	2.8
	CP_3	195.3	28.31	563.2	2.9
	<b>Média</b>	<b>198.4</b>	<b>28.19</b>	<b>561.2</b>	<b>2.83</b>

<b>10</b>	<b>CP_1</b>	194.6	43.27	534.9	3.1
	<b>CP_2</b>	197.6	41.94	527.8	3.0
	<b>CP_3</b>	191.4	42.03	530.6	3.0
	<b>Média</b>	<b>194.5</b>	<b>42,41</b>	<b>531,1</b>	<b>3.04</b>
<b>12,7</b>	<b>CP_1</b>	206.9	67.87	555.1	2.8
	<b>CP_2</b>	175.2	68.58	562.8	3.5
	<b>CP_3</b>	203.8	68.24	558.2	2.9
	<b>Média</b>	<b>195.3</b>	<b>68,23</b>	<b>558,7</b>	<b>3.07</b>

Os resultados obtidos se encontram dentro do esperado, em todas as barras ensaiadas a tensão de escoamento ( $f_y$ ) resultou maior que a tensão de escoamento nominal para este tipo de aço (500 MPa). No entanto, os valores de módulo de Young ( $E_s$ ) obtidos não atingiram os valores nominais para aço CA-50 (210 GPa); em tal caso, a diferença não é significativa dado que a variação foi menor de 5%. Finalmente, na Figura 4.10 pode-se observar os gráficos de tensão *versus* deformação para cada diâmetro de barra estudado, separados em função do diâmetro da barra.

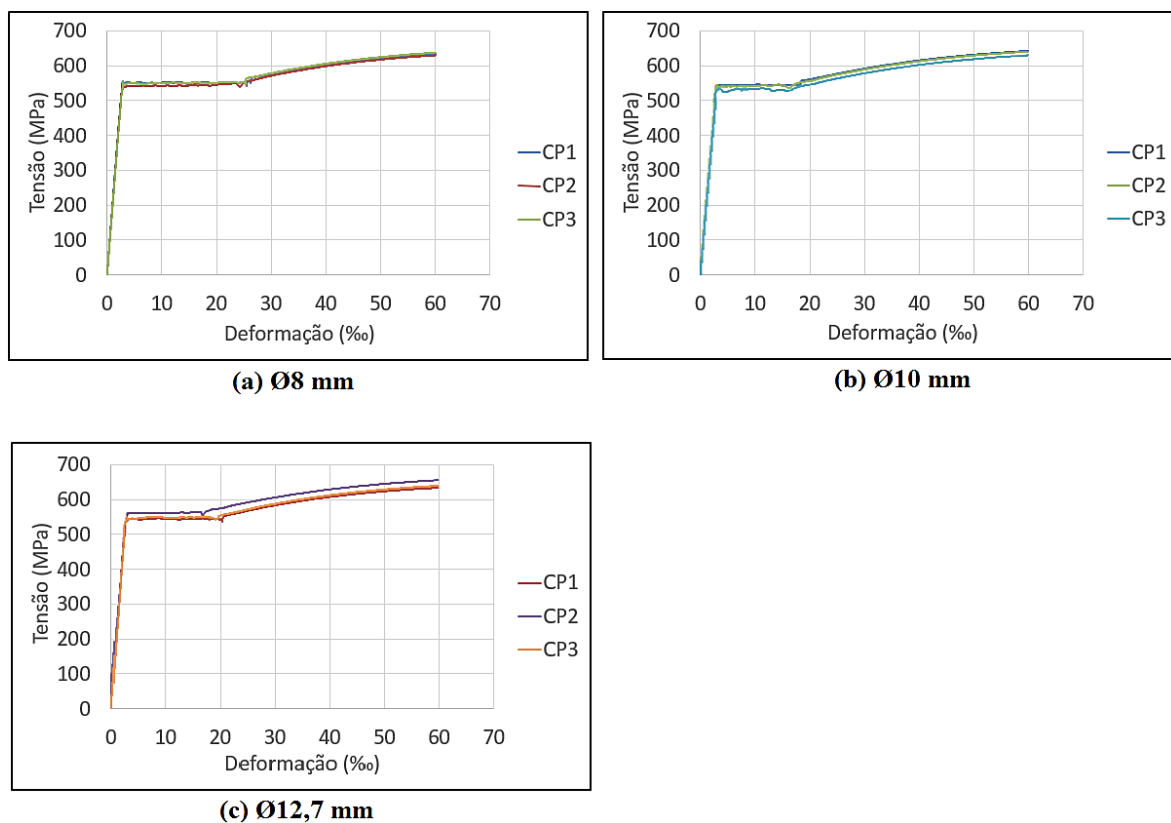


Figura 4.10: Diagramas tensão – deformação axial no aço para diferentes diâmetros de barra.

## 5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo descreve-se inicialmente o processo de execução dos ensaios de arrancamento. Posteriormente são discutidos os resultados experimentais em função dos parâmetros avaliados, desta forma, analisa-se a influência de cada parâmetro no fenômeno da aderência. Ainda neste capítulo é calculada a rigidez do contato ( $k_s$ ) dos corpos de prova de todas as etapas, parâmetro experimental utilizado na modelagem numérica com o Método dos Elementos Finitos.

### 5.1 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Para realizar os ensaios de arrancamento, inicialmente foi necessário colocar a estrutura de fixação na prensa MTS. Posteriormente essa estrutura foi fixada na prensa por meio da garra inferior da mesma. Finalizado o processo de sincronização da estrutura, foram colocados os corpos de prova individualmente e fixados à máquina por meio da garra superior. Antes de começar o ensaio, foi verificado que os corpos de prova encostassem na chapa superior da estrutura de fixação para a correta realização do ensaio.

Na Etapa I foram ensaiados corpos de prova com confinamento passivo, neste caso, foi necessário colocar e ajustar a chapa de confinamento à superfície dos corpos de prova antes de serem posicionados na MTS. Na Figura 5.1, mostra-se as configurações dos ensaios compreendidos na Etapa I. Na Figura 5.1b, “s” representa o deslizamento da barra.

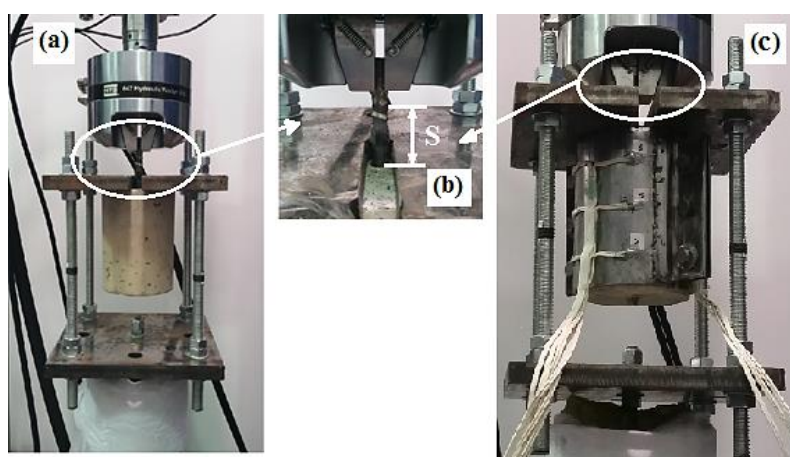


Figura 5.1: (a) Ensaio dos corpos de prova sem confinamento, (b) Detalhe do deslizamento “s” da barra durante o ensaio, (c) Ensaio dos corpos de prova com chapa de confinamento.



Nas seguintes etapas, os ensaios de arrancamento foram feitos conforme o procedimento explicado anteriormente. Na Figura 5.2 são apresentados os ensaios de arrancamento para os diferentes corpos de prova correspondente à Etapa II. Já na Figura 5.3 mostra-se o processo do ensaio de arrancamento para os corpos de prova prismáticos pertencentes à Etapa III. Nestas figuras “s” representa o deslizamento experimentado pela barra durante o ensaio.

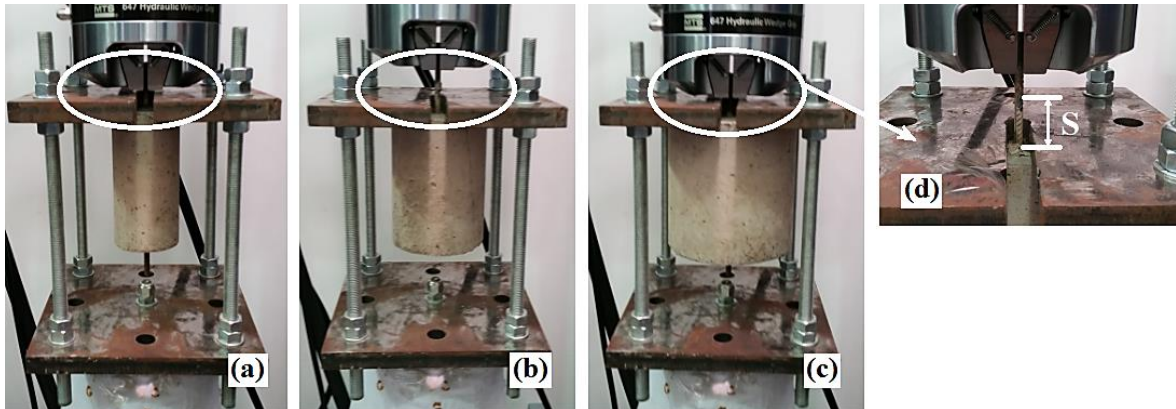


Figura 5.2: Ensaios da Etapa II: (a) Ensaio dos corpos de prova de 100 mm de diâmetro, (b) Ensaio dos corpos de prova de 150 mm de diâmetro, (c) Ensaio dos corpos de prova de 200 mm de diâmetro, (d) Deslizamento da barra durante o ensaio.

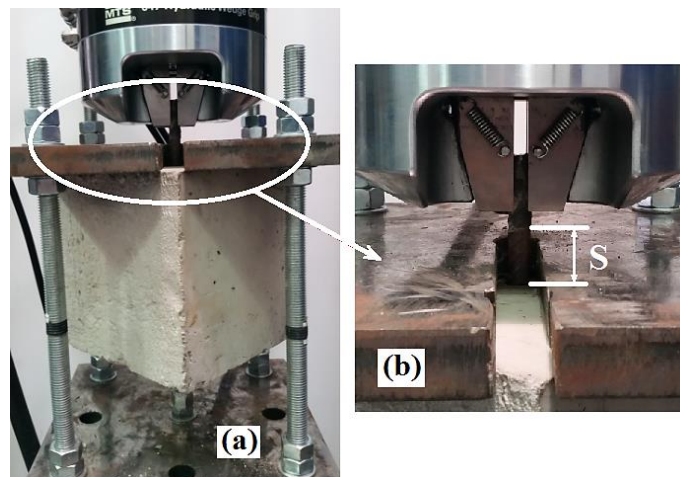


Figura 5.3: Ensaios da Etapa III: (a) Ensaio dos corpos de prova prismáticos, (b) Deslizamento da barra durante o ensaio.

Para determinar a tensão de aderência  $\tau_b$  ao longo do ensaio, utiliza-se o critério sugerido a literatura. Este determina a tensão desenvolvida ao longo da área de superfície de contato equivalente, dada pela expressão (2.23).

## **5.2 ANÁLISE DOS PARÂMETROS ESTUDADOS**

Como foi abordado no item 3.1, neste trabalho foram estudados fundamentalmente quatro parâmetros que influenciam na aderência. Inicialmente foi abordado o efeito de confinamento provocado pela chapa de confinamento. Posteriormente estudou-se o efeito de confinamento provocado pelo aumento de cobrimento de concreto. Depois foi analisado o efeito do diâmetro da barra e finalmente o efeito da forma.

### **5.2.1 Efeito do confinamento dado pelo uso da chapa de confinamento**

O efeito do confinamento neste caso foi avaliado usando uma camisa de aço. Esta camisa é composta por duas chapas que se opõem à expansão do concreto durante o ensaio de arrancamento, proporcionando assim um confinamento passivo no corpo de prova. Este confinamento deve-se traduzir em um aumento da resistência do contato, manifestado por meio do aumento da força de arrancamento e conseqüentemente da tensão de aderência.

É importante destacar que os resultados das deformações captadas pelos SG colocados na superfície da chapa de confinamento não foram totalmente lógicos. Considerado que as chapas estariam sujeitas a deformações muito pequenas, os resultados dos SG apresentaram oscilações significativas nas medidas além de não se observar um padrão global de comportamento. Por exemplo, devido à expansão do concreto esperava-se tração nas chapas; entretanto, alguns dos valores de deformação nos pontos medidos foram de compressão. Desta forma, não foi possível aproveitar estas medidas na estimativa do nível de confinamento do corpo de prova. Sendo assim, a avaliação do efeito do confinamento passivo foi realizada apenas do ponto de vista qualitativo em função das forças e tensões máximas obtidas nos ensaios de arrancamento.

Na Tabela 5.1 apresenta-se os valores das forças e tensões máximas obtidas experimentalmente dos corpos de prova correspondentes à Etapa I. Os valores destacados nesta tabela (corpos de prova 12\_S\_3 e 12\_C\_3) não foram utilizados posteriormente no cálculo das médias devido à discrepância que apresentam com os outros valores correspondentes aos elementos do mesmo subgrupo.



Tabela 5.1: Dados experimentais dos corpos de prova da Etapa I.

$\varnothing$ da barra (mm)	Nome do corpo de prova	Força máxima de Arrancamento (kN)		Tensão máxima de Aderência (MPa)	
		Valor	Média	Valor	Média
10	10_S_1	50,86	50,75	16,19	16,15
	10_S_2	50,70		16,14	
	10_S_3	50,68		16,13	
	10_C_1	51,98	51,96	16,55	16,54
	10_C_2	51,53		16,40	
	10_C_3	52,36		16,67	
12	12_S_1	65,13	66,00	16,32	16,54
	12_S_2	66,87		16,76	
	12_S_3	62,03		15,55	
	12_C_1	69,20	69,20	17,34	17,34
	12_C_2	69,19		17,34	
	12_C_3	72,32		18,13	

Os resultados mostrados anteriormente evidenciam que tanto nos corpos de prova com barras de  $\varnothing 10$  mm quanto nos corpos de prova com barras de  $\varnothing 12$  mm existe um ligeiro aumento das forças e tensões máximas quando foi colocada a camisa de confinamento. Nos modelos com barra de 10 mm de diâmetro esse incremento foi de 2,4% e nos modelos com barras de 12 mm foi de 4,8% como mostra a Figura 5.4. Portanto, levando em consideração estes resultados se evidencia que o uso da chapa de confinamento não foi eficaz, dado porque o incremento das tensões máximas não foi significativo.

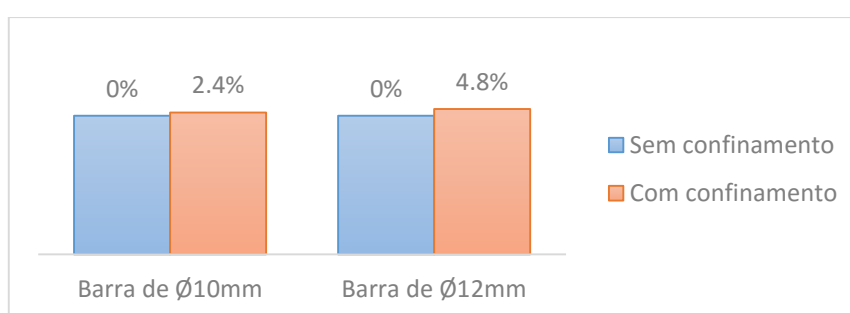


Figura 5.4: Incremento das tensões máximas dos corpos de prova da Etapa I.

Na Figura 5.5 e Figura 5.6 apresentam-se os gráficos de tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos de prova com barras de  $\varnothing 10$  mm e  $\varnothing 12$  mm respectivamente. Nestes gráficos, foram mostradas as curvas de comportamento dos corpos de prova sem confinamento e com confinamento em conjunto.

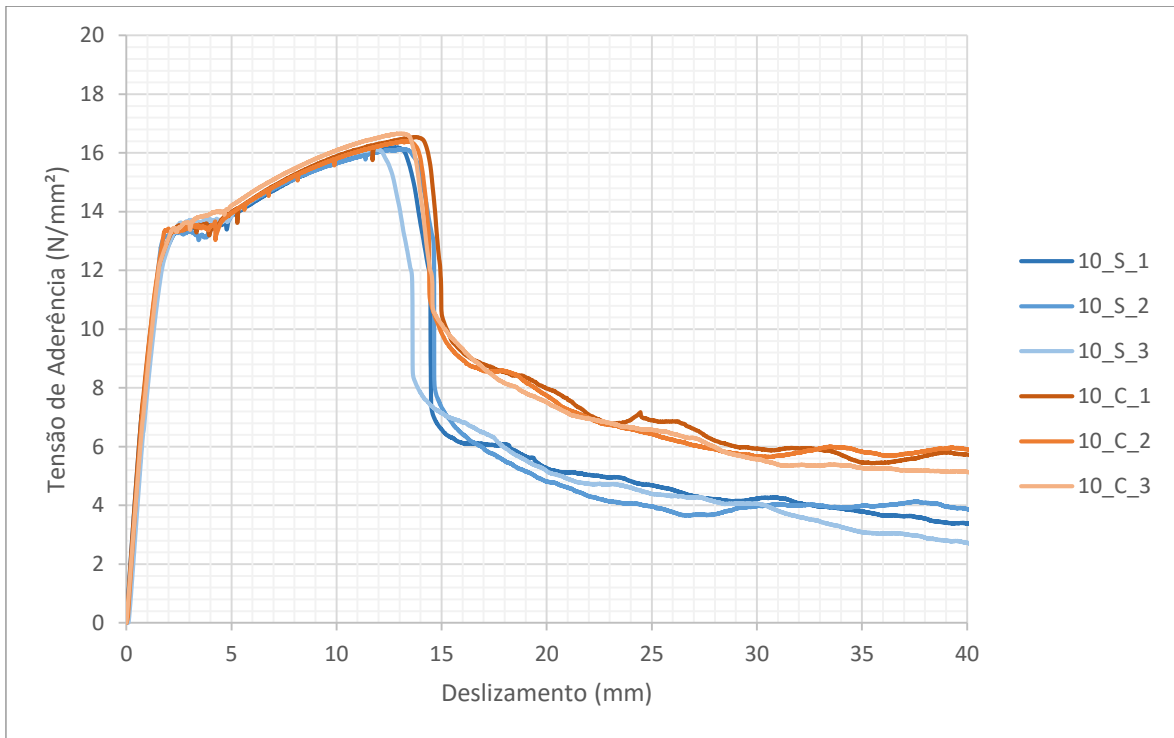


Figura 5.5: Tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 10 mm de diâmetro sem confinamento e com confinamento.

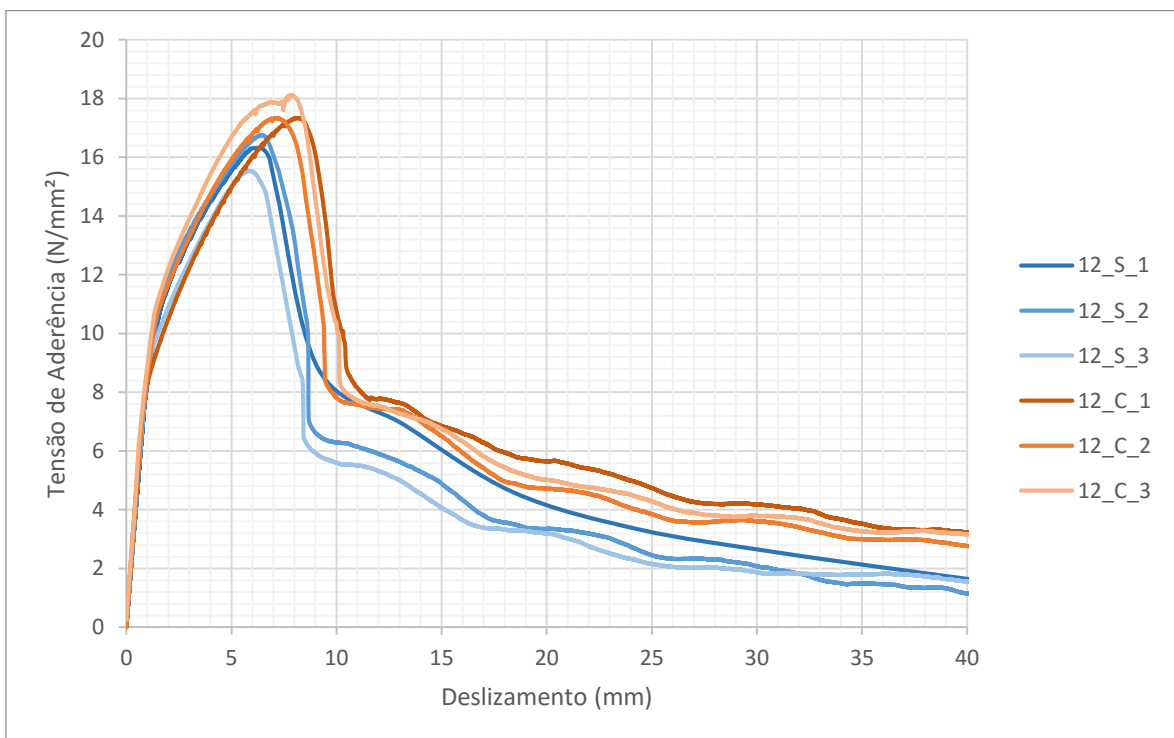


Figura 5.6: Tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 12 mm de diâmetro sem confinamento e com confinamento.

Na Figura 5.5 observa-se um comportamento similar das curvas de aderência. Neste caso, as forças de arrancamento aplicadas atingiram valores maiores que a força de escoamento das barras, provocando assim o escoamento das mesmas antes da ruptura da aderência. O escoamento das barras começou quando as tensões atingiram valores em torno de 13 MPa, entretanto, a resistência máxima foi obtida acima de 16 MPa. A maior diferença foi observada após o pico, onde os corpos de prova com confinamento apresentaram um incremento das tensões residuais ao redor de 60% em relação aos corpos de prova testados sem confinamento.

A Figura 5.6 corresponde ao comportamento da aderência para os corpos de prova com barras de Ø12 mm. Nestes modelos pode-se observar uma variação na inclinação das curvas de aderência a partir de 9 MPa aproximadamente. Acredita-se que essa inclinação tenha sido provocada pelo início do escoamento das barras ou pelo dano que ocorre no concreto, ocasionado pelo campo de tensões e o surgimento de microfissuras que causam uma diminuição na rigidez do mesmo. A maior diferença foi observada também após o pico, neste caso, observou-se um incremento de aproximadamente 100% das tensões residuais nos corpos de prova com confinamento em relação aos testados sem confinamento.

Resumindo, a variação das tensões máximas não foi significativa, em ambos casos, esta foi inferior a 5%. A maior diferença na curva tensão-deslizamento foi observada após a ruptura da aderência. Por exemplo, nos corpos de prova com barra de 10 mm, os valores de tensão residual nos ensaios com confinamento resultaram na ordem de 50% superior aos obtidos sem confinamento. De maneira similar, nos corpos de prova com barra de 12 mm o aumento foi da ordem de 100%. Acredita-se que estas diferenças significativas nos valores de tensão residual são devido ao maior atrito no contato produto do confinamento. Contudo, dado que não foi possível definir o nível da tensão de confinamento, estes resultados estabelecem apenas a tendência devido ao confinamento.

### **5.2.2 Nível de confinamento através da variação do cobrimento de concreto**

O nível de confinamento foi avaliado também por meio do aumento de cobrimento de concreto ao redor da barra. Esta mudança foi através da modificação do diâmetro do cilindro de concreto. Neste sentido, foram usados três diâmetros diferentes conforme definido no item 3.6.2.

O cobrimento consiste na distância entre a superfície da barra de aço e a superfície exterior do concreto que a envolve, fisicamente é a subtração do raio do cilindro pelo raio da barra, calculado pela equação:

$$c = r_c - r_b \quad (5.1)$$

onde,  $c$  é o cobrimento de concreto,  $r_b$  é o raio da barra e  $r_c$  é o raio do cilindro de concreto (Ver Figura 5.7).

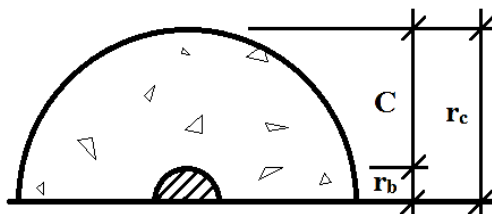


Figura 5.7: Representação gráfica do cobrimento de concreto “C”.

De acordo com a literatura na área de aderência, o cobrimento de concreto deve ser pelo menos três vezes o diâmetro da barra de aço (3 Ø barra). Dessa forma, evita-se que o campo de tensões na vizinhança da barra supere a capacidade do concreto adjacente e a ruptura da aderência seja por fendilhamento do concreto.

Na Tabela 5.2 são mostrados os valores dos cobrimentos de concreto calculados para cada diâmetro de barra e diâmetro de corpo de prova estudado, esses valores foram expressos em função do diâmetro da barra correspondente.

Tabela 5.2: Cobrimento em função do diâmetro da barra e do cilindro de concreto.

$\varnothing$ da barra (mm)	Diâmetro do corpo de prova		
	100 mm	150 mm	200 mm
<b>8 mm</b>	46 mm (5,7 Ø barra)	71 mm (8,9 Ø barra)	96 mm (12 Ø barra)
<b>10 mm</b>	45 mm (4,5 Ø barra)	70 mm (7,0 Ø barra)	95 mm (9,5 Ø barra)
<b>12 mm</b>	43,6 mm (3,4 Ø barra)	68,6 mm (5,4 Ø barra)	93,6 mm (7,4 Ø barra)

Como pode-se observar na tabela anterior, a condição mais crítica ocorreu quando se combinou o diâmetro do corpo de prova de 100 mm com a barra de Ø12 mm (subgrupo 100\_12), onde o cobrimento de concreto foi de 3,4 vezes o diâmetro da barra. Neste

subgrupo, em um dos três elementos foram observadas fissuras na superfície do corpo de prova conforme Figura 5.8. A ruptura da aderência neste modelo foi por fendilhamento do concreto “*splitting failure*”. Em nenhum outro caso foram observadas fissuras superficiais no concreto durante o ensaio. Sendo assim, pode-se afirmar que a ruptura da aderência nos restantes corpos de prova ensaiados foi por deslizamento da barra “*bond failure*”.

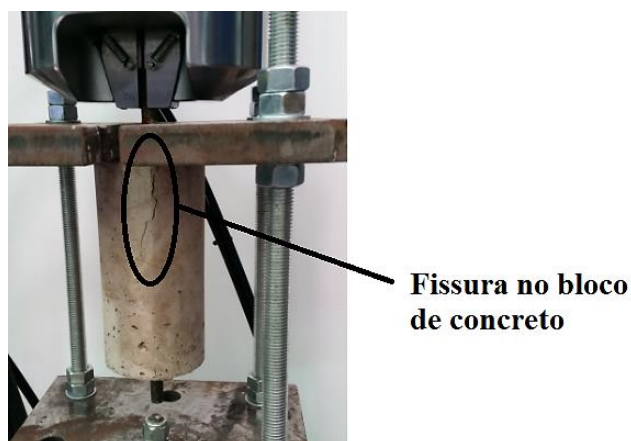


Figura 5.8: Surgimento de fissura durante o ensaio de arrancamento.

A Tabela 5.3 apresenta os resultados da força máxima de arrancamento e tensão máxima de aderência nos corpos de prova compreendidos na Etapa II, assim como as médias em cada caso.

Tabela 5.3: Dados experimentais dos ensaios da Etapa II.

$\varnothing$ da barra (mm)	Nome do corpo de prova	Força máxima de Arrancamento (kN)		Tensão máxima de Aderência (MPa)	
		Valor	Média	Valor	Média
8	100_8_1	23,99	<b>24,03</b>	9,55	<b>9,56</b>
	100_8_2	24,37		9,70	
	100_8_3	23,74		9,45	
	150_8_1	27,23	<b>27,21</b>	10,83	<b>10,83</b>
	150_8_2	26,73		10,64	
	150_8_3	27,67		11,01	
	200_8_1	30,32	<b>30,51</b>	12,06	<b>12,14</b>
	200_8_2	30,61		12,18	
	200_8_3	30,60		12,18	
10	100_10_1	28,30	<b>28,50</b>	9,01	<b>9,07</b>
	100_10_2	30,77		9,79	
	100_10_3	26,42		8,41	

	150_10_1	35,79	<b>35,51</b>	11,39	<b>11,30</b>	
	150_10_2	34,54		10,99		
	150_10_3	36,20		11,52		
		200_10_1	45,72	<b>45,88</b>	14,55	<b>14,61</b>
		200_10_2	44,99		14,32	
		200_10_3	46,94		14,94	
<b>12</b>	100_12_1	34,34	<b>35,65</b>	8,61	<b>8,93</b>	
	100_12_2	35,19		8,82		
	100_12_3	37,41		9,38		
		150_12_1	41,40	<b>42,97</b>	10,38	<b>10,77</b>
		150_12_2	44,47		11,15	
		150_12_3	43,03		10,78	
		200_12_1	54,79	<b>54,85</b>	13,73	<b>13,75</b>
		200_12_2	53,94		13,52	
		200_12_3	55,83		13,99	

De acordo com os resultados obtidos nestes ensaios, evidencia-se um aumento da força e tensão máxima na medida que aumenta o diâmetro do corpo de prova. Na Figura 5.9 pode-se observar esse incremento da força e tensão máxima obtida nos testes quando aumenta o diâmetro dos corpos de prova, mantendo constante o diâmetro da barra. Para as barras de 8 mm de diâmetro o incremento foi de 27%. Para as barras de 10 mm de diâmetro esse aumento foi de 61%. Por último, para as barras de 12 mm de diâmetro esse incremento foi de 54%.

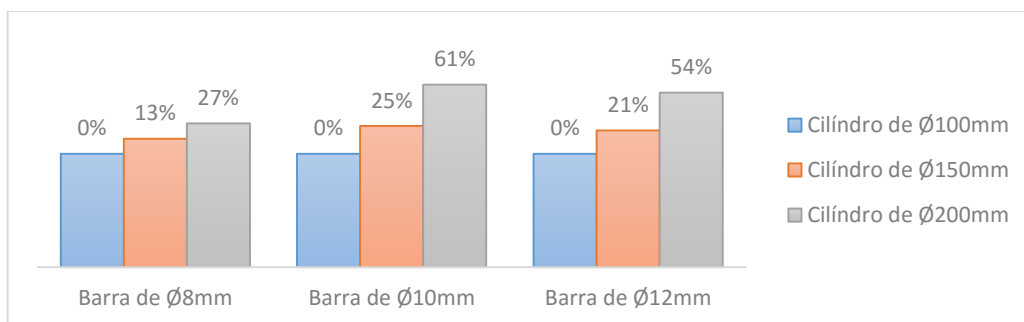


Figura 5.9: Variação das forças e tensões máximas dos corpos de prova devido ao aumento do diâmetro do corpo de prova, mantendo constante o diâmetro da barra (Etapa II).

Por outro lado, observa-se uma relação linear entre o aumento do cobrimento de concreto e a tensão máxima de aderência nos ensaios realizados. Os valores dos coeficientes de regressão linear confirmam que existe uma correlação linear como mostra a Figura 5.10.

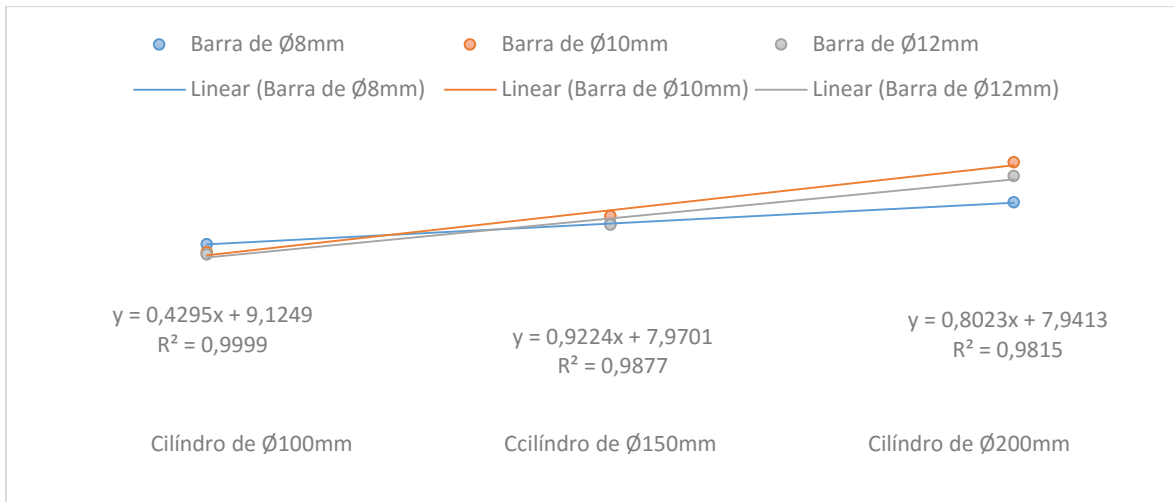


Figura 5.10: Relação entre a tensão de aderência e o diâmetro dos corpos de prova.

A continuação, na Figura 5.11, Figura 5.12 e Figura 5.13 mostram-se os gráficos de comportamento da tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com barras de diâmetro 8 mm, 10 mm e 12 mm respectivamente. Os gráficos foram agrupados em função dos diâmetros das barras para analisar a influência do confinamento passivo produto do aumento do cobrimento de concreto nas tensões de aderência.

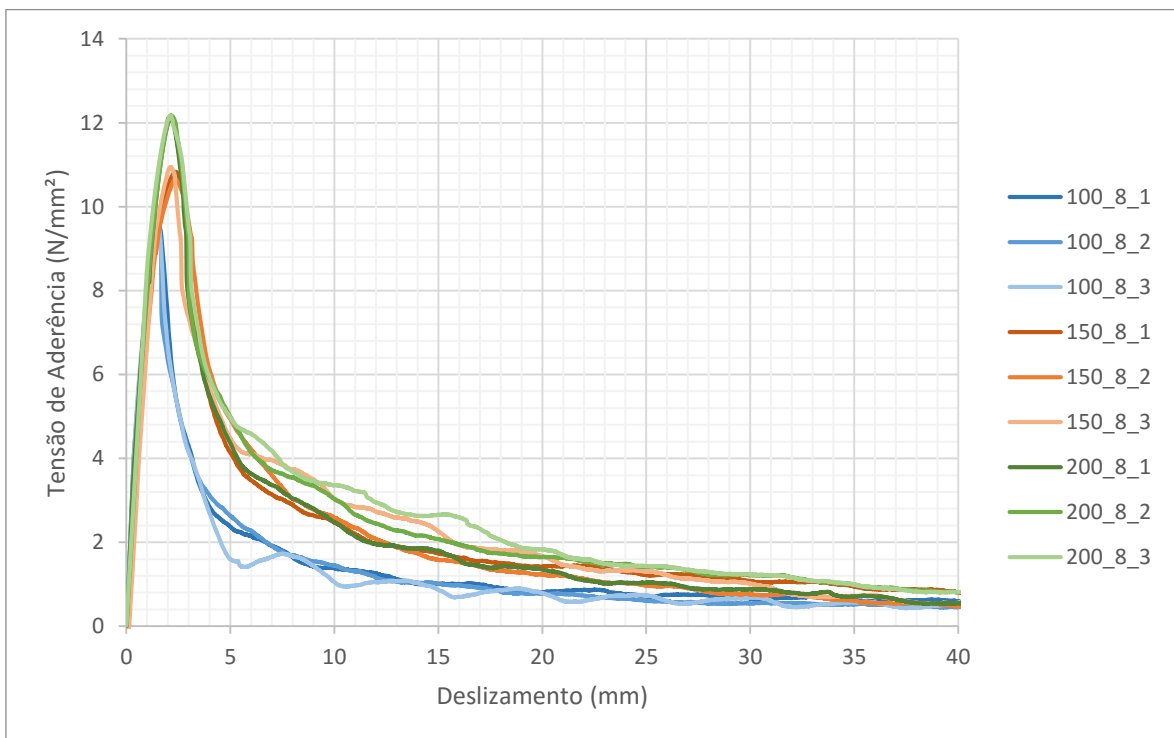


Figura 5.11: Gráfico de tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 8 mm de diâmetro.

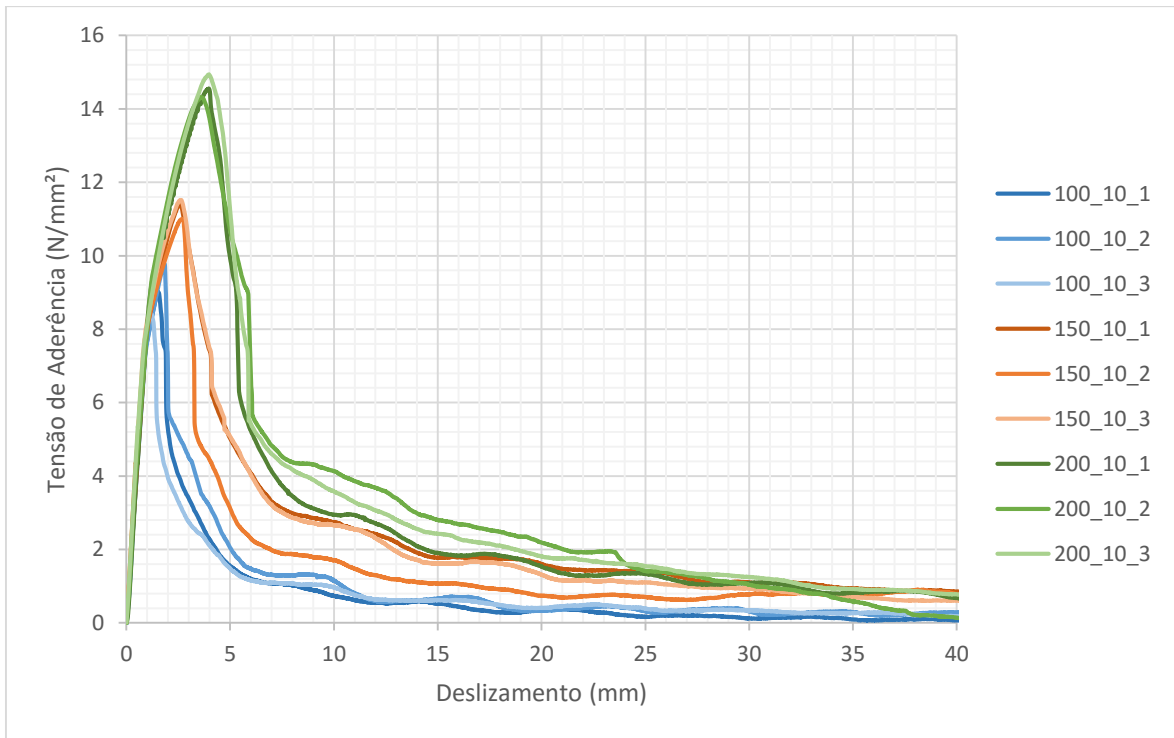


Figura 5.12: Gráfico de tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 10 mm de diâmetro.

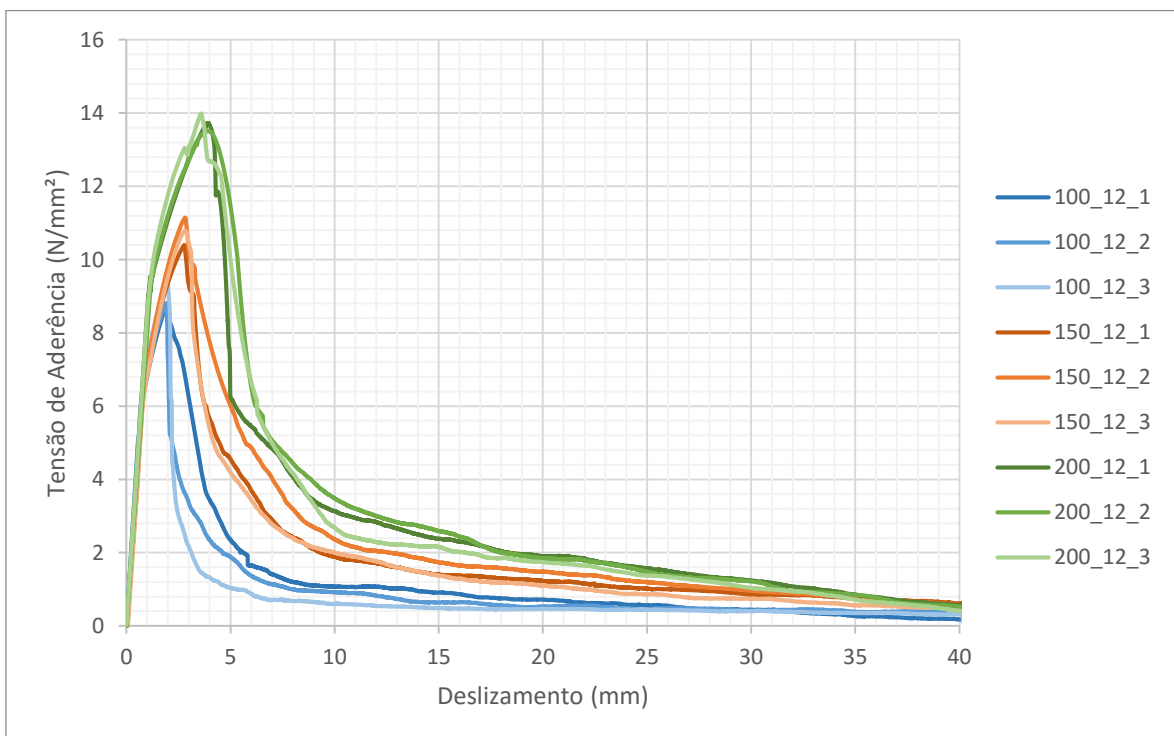


Figura 5.13: Gráfico de tensão de aderência vs deslizamento dos corpos de prova com barras de 12 mm de diâmetro.



Nestes gráficos observou-se um aumento da tensão máxima de aderência conforme aumenta o cobrimento de concreto, independentemente da barra utilizada. Após atingir a resistência do contato, começa uma redução importante das tensões de aderência até chegar nas tensões residuais. Referente às tensões residuais, é importante ressaltar que, independente do diâmetro do corpo de prova, as tensões residuais tendem a chegar em um mesmo valor. Essa tendência foi observada em todos os corpos de prova com barras do mesmo diâmetro.

Depois de analisados estes resultados, notou-se um comportamento diferenciado das tensões de aderência em relação aos corpos de prova estudados na Etapa I. Nestes ensaios evidencia-se uma influência relevante nas forças e tensões máximas quando aumenta o diâmetro do corpo de prova. Portanto, pode-se afirmar que o aumento de cobrimento de concreto provoca um aumento significativo do confinamento passivo sobre a barra e conseqüentemente o aumento da resistência do contato.

### 5.2.3 Diâmetro da barra

O diâmetro da barra é um parâmetro de grande importância porque determina a área de contato que intervém na ligação entre os materiais. O mesmo foi avaliado em todas as etapas experimentais.

Na Etapa I foram utilizadas barras de 10 e 12 mm de diâmetro. Na Figura 5.14 mostra-se os valores das médias das tensões máximas de aderência de cada subgrupo definido.

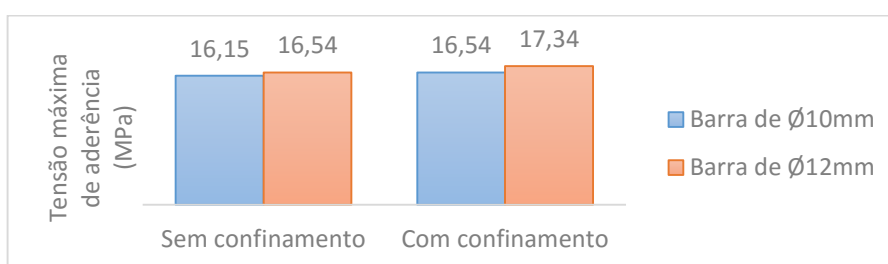


Figura 5.14: Influência da variação do diâmetro da barra nas tensões de aderência. Etapa I.

Como se observa na figura anterior, na medida que aumenta o diâmetro da barra, aumenta a tensão máxima de aderência. Este comportamento se evidencia tanto nos corpos de prova ensaiados com confinamento quanto nos ensaiados sem confinamento. O caso mais acentuado observa-se nos corpos de prova com confinamento, neste caso, as tensões aumentam em um 4,8% conforme o aumenta o diâmetro da barra. Levando em consideração estes resultados, acredita-se que este aumento seja provocado porque para um maior

diâmetro de barra é necessária uma maior força de arrancamento que por sua vez tende a mobilizar maiores tensões no corpo de concreto.

Na Etapa II foi realizado um maior estudo da influência deste parâmetro. Nesta etapa foram utilizadas barras de diâmetro 8, 10 e 12 mm. Na Figura 5.15 são exibidos os resultados das médias das tensões máximas de aderência ao aumentar o diâmetro das barras, para cada diâmetro do cilindro de concreto estudado.

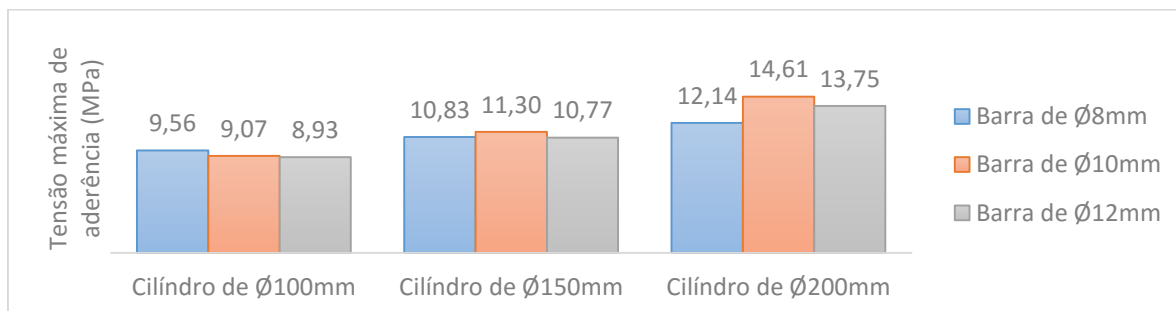


Figura 5.15: Influência da variação do diâmetro da barra nas tensões de aderência. Etapa II.

Neste estudo, observa-se que nos corpos de prova de diâmetro 100 mm as tensões tendem a diminuir, este comportamento pode ser provocado porque na medida que aumenta o diâmetro das barras nestes corpos de prova, o cobrimento vai se aproximando ao cobrimento definido para a ocorrência de ruptura do contato por fendilhamento do concreto. Nos corpos de prova 150 mm diâmetros as tensões se mantêm praticamente constante. Já nos corpos de prova de 200 mm de diâmetro a tendência muda, nessa situação aprecia-se uma tendência de aumento das tensões ao aumentar o diâmetro.

Na Figura 5.16 são mostrados os resultados das médias das tensões máximas de aderência obtidas nos corpos de prova prismáticos da Etapa III. Nesta etapa foram utilizadas barras 8, 10 e 12 mm de diâmetro.

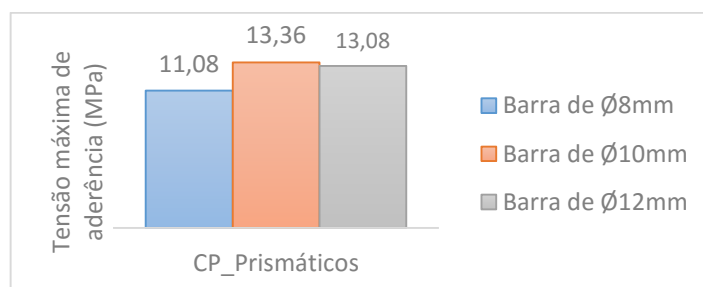


Figura 5.16: Influência da variação do diâmetro da barra nas tensões de aderência. Etapa III.

Para os corpos de prova prismáticos as tensões de aderência tendem a aumentar. Nestes ensaios observa-se um incremento das tensões quando aumenta o diâmetro da barra, igualmente registrado na Etapa I e nos corpos de prova de 200 mm de diâmetro da Etapa II.

Em geral não pode-se afirmar categoricamente que, ao aumentar o diâmetro das barras aumentam as tensões de aderência. Apesar que essa tendência foi observada na maioria dos ensaios experimentais, seria necessário realizar um maior número de ensaios para definir o comportamento das tensões quando aumenta o diâmetro das barras.

#### 5.2.4 Efeito da forma na resistência de aderência

O estudo deste efeito nasce pela diferença de critérios sobre a forma dos corpos de prova entre os especialistas da área de aderência em relação ao método de ensaio recomendado pelo RILEM RC5 (1973). Conforme abordado no item 2.6, alguns pesquisadores preferem realizar o ensaio utilizando corpos de prova cilíndricos. Outros pesquisadores utilizam corpos de prova prismáticos porque assim recomenda o procedimento e pela maior facilidade de fabricação dos corpos de prova com esta geometria.

A seguir será feita uma comparação entre os resultados obtidos nos corpos de prova cilíndricos de 200 mm de diâmetro estudados na Etapa II, e os corpos de prova prismáticos ensaiados na Etapa III. Na Figura 5.17 pode-se observar a geometria dos corpos de prova em questão, assim como a nomenclatura utilizada para identificar cada subgrupo.

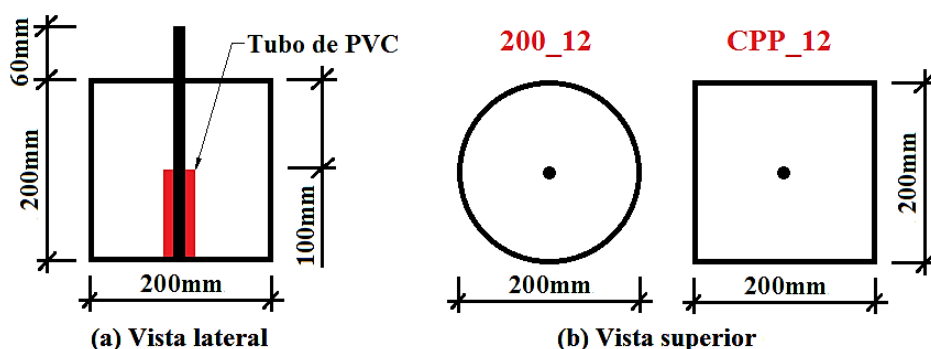


Figura 5.17: Geometria dos corpos de prova cilíndricos (200\_12) e prismáticos (CPP\_12).

Existe uma diferença importante que deve ser levada em consideração nesta análise além da geometria. Essa diferença consiste no concreto utilizado na concretagem dos corpos de prova. Neste sentido, os corpos de prova prismáticos (CPP\_12) foram concretados usando o

Concreto A e os corpos de prova cilíndricos (200\_12) foram concretados usando o Concreto B, sendo que o primeiro apresenta maior Módulo de Young ( $E_c$ ) que o segundo concreto, embora essa diferença do  $E_c$  seja apenas de 4%. Esta pequena diferença permite fazer uma análise comparativa dos resultados sem considerar o concreto como uma variável adicional. Neste sentido, assume-se como única variável a forma dos corpos de prova.

Na Tabela 5.4 são mostradas as médias das solicitações máximas dos corpos de prova em função da geometria dos mesmos e das barras de aço utilizadas.

Tabela 5.4: Resistências máximas dos corpos de prova no estudo do efeito da forma.

$\varnothing$ da barra (mm)	Subgrupo	Média da força máxima de arrancamento (kN)	Média da tensão máxima de aderência (MPa)
8	CPP_8	27,85	11,08
	200_8	30,51	12,14
10	CPP_10	41,96	13,36
	200_10	45,88	14,61
12	CPP_12	52,18	13,08
	200_12	54,85	13,75

Analisando os resultados obtidos, para as barras de  $\varnothing 8$  mm os corpos de prova com geometria cilíndrica registraram um aumento das solicitações em aproximadamente 9,5%, em relação aos corpos de prova prismáticos. Para as barras de  $\varnothing 10$  mm, os corpos de prova cilíndricos registraram um incremento em torno de 9%. Por último. Para as barras de  $\varnothing 12$  mm, os modelos cilíndricos registraram incrementos de aproximadamente 5%. Logo, estes incrementos são mostrados na Figura 5.18.

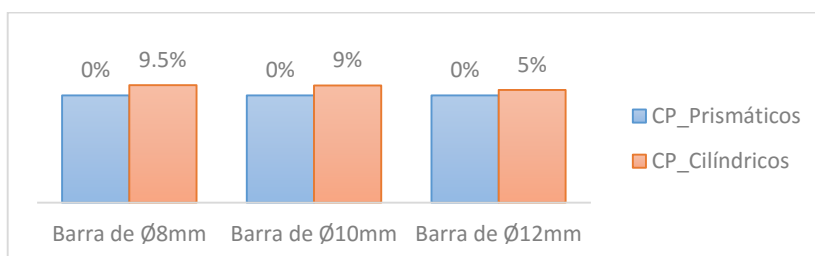


Figura 5.18: Incremento das resistências dos corpos de prova pelo efeito da forma.

Na Figura 5.19, Figura 5.20 e Figura 5.21 são mostradas as curvas de comportamento da aderência para as geometrias cilíndricas e prismáticas em conjunto para analisar as trajetórias

que apresentam ambas geometrias. Portanto, estes gráficos foram separados em função do diâmetro das barras utilizadas.

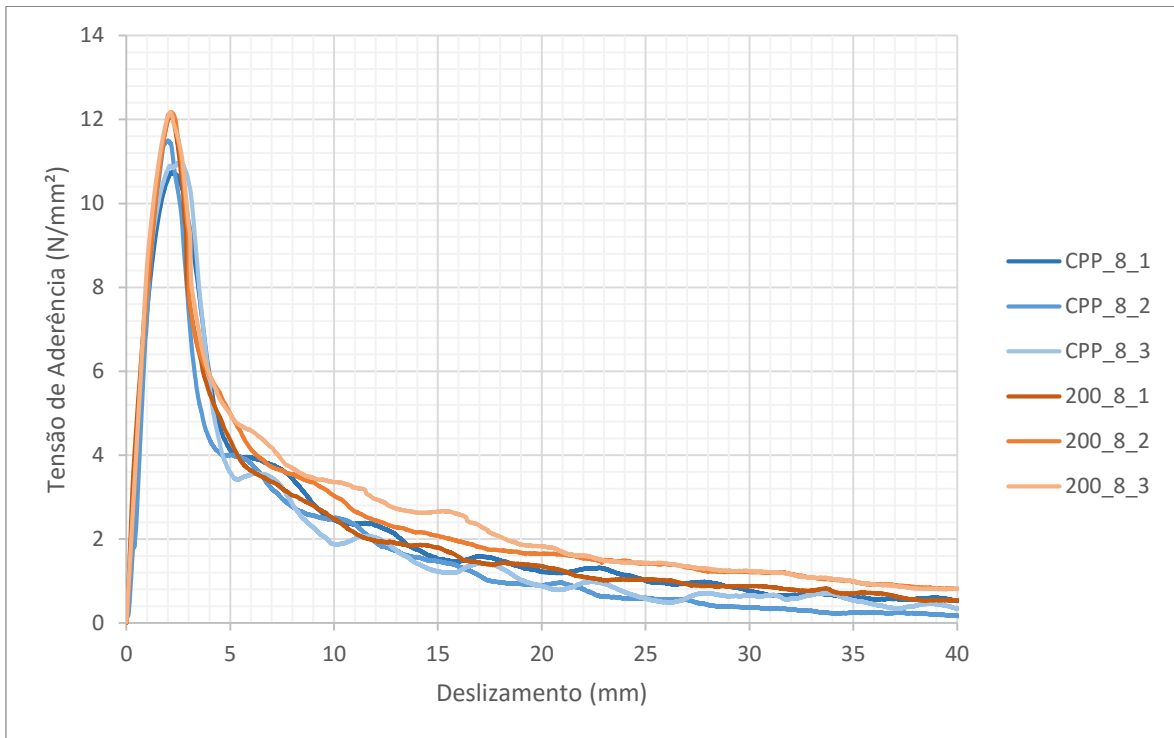


Figura 5.19: Comportamento da tensão de aderência em corpos de prova cilíndricos e prismáticos com barras de 8 mm de diâmetro.

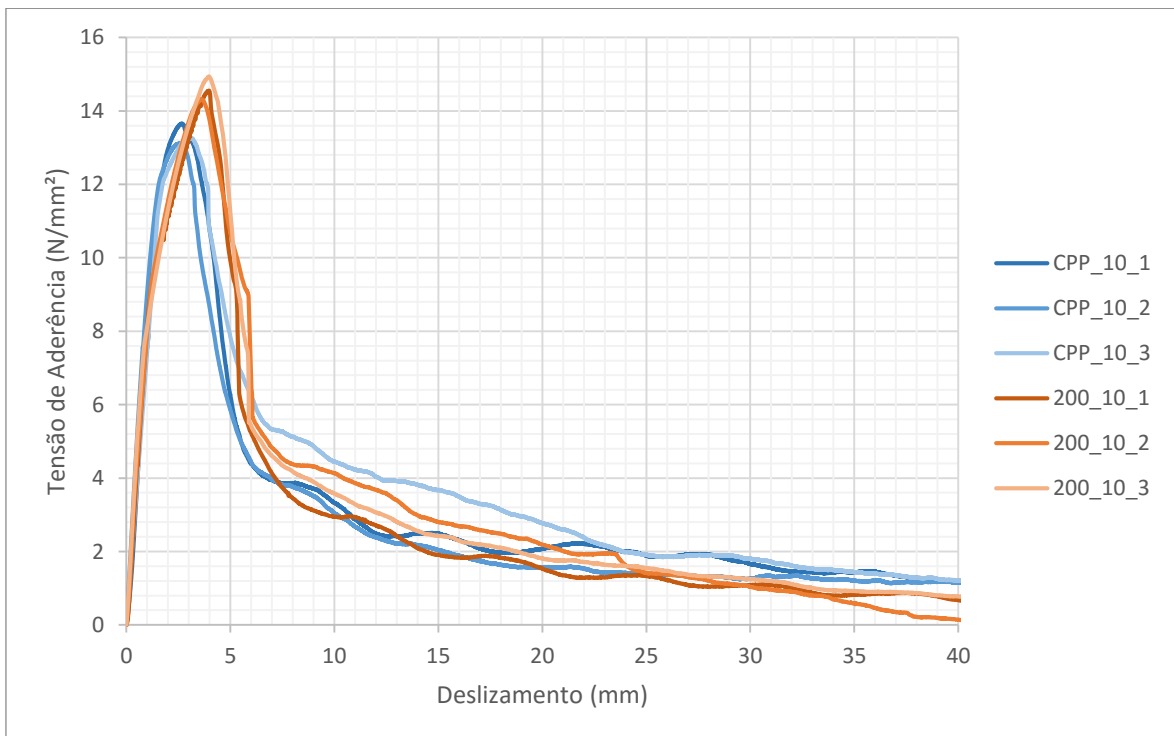


Figura 5.20: Comportamento da tensão de aderência em corpos de prova cilíndricos e prismáticos com barras de 10 mm de diâmetro.

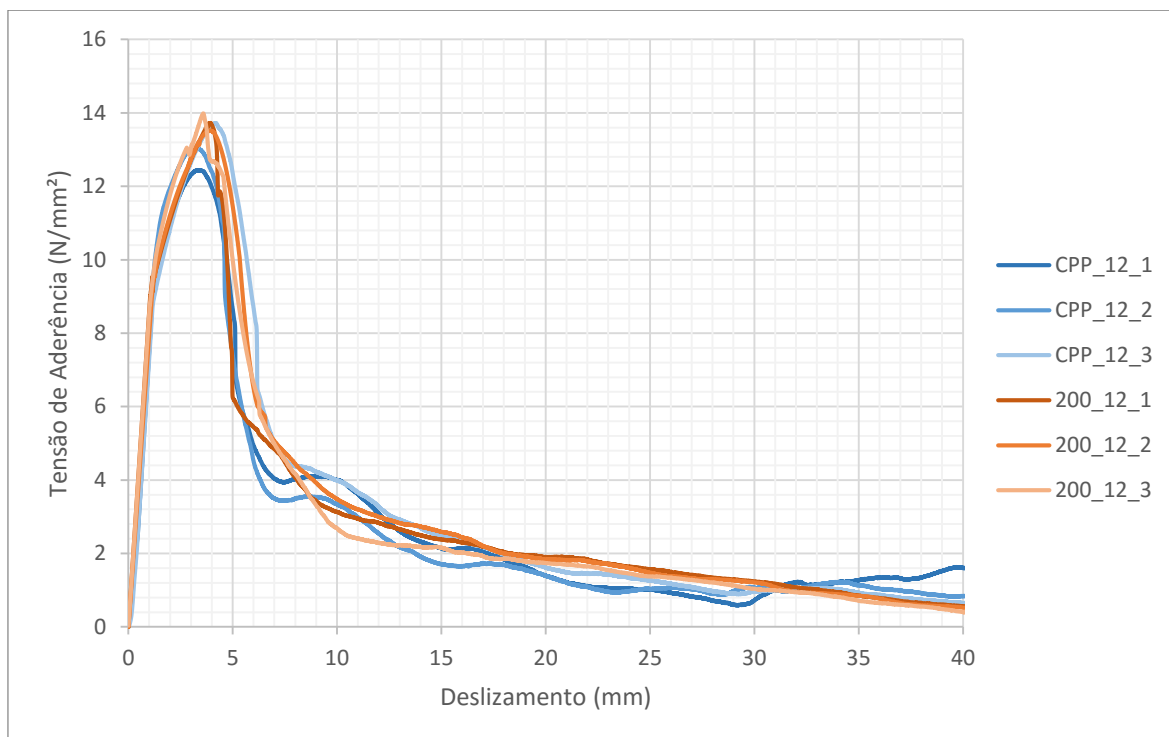


Figura 5.21: Comportamento da tensão de aderência em corpos de prova cilíndricos e prismáticos com barras de 12 mm de diâmetro.

Nestes gráficos, observa-se que as curvas descrevem uma trajetória similar no tramo ascendente para ambas geometrias. Já após a ruptura da aderência é notada alguma dispersão no comportamento das tensões. A maior diferença encontra-se nos valores de tensão máxima (entre 5% e 10%) e no valor de deslizamento para o qual foi rompida a aderência (entre 20% e 25%). Contudo, nos corpos de prova cilíndricos obteve-se maiores valores das tensões máximas de aderência do que nos corpos de prova com geometria prismática.

É importante destacar que, fundamentalmente nos gráficos das barras de diâmetros 10 e 12 mm, existe variação na inclinação da curva no tramo ascendente a partir de 9 MPa. Essa discrepância nas curvas pode ser provocada pela diferença existente no Módulo de Young dos concretos utilizados. Uma vez que o concreto utilizado nos corpos de prova cilíndricos apresentou maiores características mecânicas como apresentado na Tabela 4.2 e Tabela 4.4.

De acordo com os resultados obtidos, foram detectados incrementos das tensões máximas em torno de 5 a 10% dos corpos de prova cilíndricos em relação aos prismáticos. Sendo assim, acredita-se que este resultado se deve a uma melhor distribuição das tensões nos

corpos de prova cilíndricos. Nesse sentido, confirma-se a tendência de alguns pesquisadores (Yeih *et al.* (1997) e Hadi (2008)) que optaram por trabalhar com corpos de prova cilíndricos.

### 5.3 CÁLCULO DA RIGIDEZ DO CONTATO ( $k_S$ )

O principal objetivo deste trabalho consiste em determinar experimentalmente os parâmetros fundamentais da aderência, para serem utilizados em análises numéricas. A rigidez do contato ( $k_S$ ) é o principal parâmetro que define o comportamento da ligação entre o aço e o concreto. Vale a pena destacar que em muitas análises numéricas de concreto armado não se utilizam modelos de contato, desta forma, se assume a hipótese simplificadora de aderência perfeita.

Experimentalmente, a rigidez do contato ( $k_S$ ) é simplesmente a relação que existe entre a variação da tensão de aderência e a variação de deslizamento correspondente e pode ser determinada como a inclinação da curva da tensão de aderência *versus* o deslizamento da barra no domínio elástico, expresso pela seguinte equação:

$$k_S = \Delta\tau / \Delta s \quad (5.2)$$

onde  $\Delta\tau$  é a variação da tensão de aderência e  $\Delta s$  é variação de deslizamento correspondente.

Neste trabalho procurou-se sempre tomar os valores de tensão na região de comportamento linear. Na Figura 5.22 pode-se observar uma representação esquemática do cálculo de  $k_S$ .

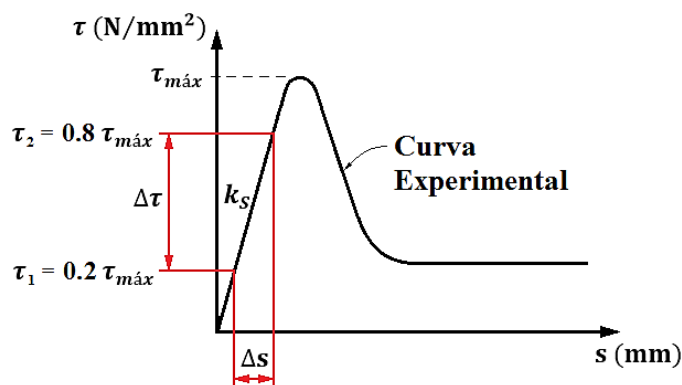


Figura 5.22: Representação gráfica da rigidez do contato.

### 5.3.1 Cálculo do $k_S$ dos corpos de prova da Etapa I

Nesta etapa foram testados os corpos de prova cilíndricos com barras de diâmetro 10 e 12 mm. Para o cálculo da rigidez do contato nos corpos de prova com barras de 10 mm de diâmetro foi adotada como tensão mínima ( $\tau_1$ ) 2 MPa e tensão máxima ( $\tau_2$ ) 10 MPa. Para os modelos com barras de 12 mm de diâmetro a  $\tau_1$  adotada foi de 2 MPa e  $\tau_2$  foi de 8 MPa. Na Tabela 5.5 e na Figura 5.23 são mostrados os valores resultantes do cálculo da rigidez do contato ( $k_S$ ) para estes corpos de prova.

Tabela 5.5: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa I.

$\emptyset$ da barra	Nome do CP	$\Delta s$ (mm)	$\Delta \tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_S$ (N/mm <sup>3</sup> )	$k_S$ média	Desv. Padrão
10	10_S_1	1.0042	7.9876	7.9484	8.2652	0.2763
	10_S_2	0.9492	8.0261	8.4562		
	10_S_3	0.9532	7.9977	8.3909		
	10_C_1	0.9482	7.9769	8.4127	8.3480	
	10_C_2	0.9294	8.0013	8.6088		
	10_C_3	0.9941	7.9752	8.0224		
12	12_S_1	0.7084	5.9991	8.4685	8.5588	0.4642
	12_S_2	0.7339	5.9785	8.1464		
	12_S_3	0.6592	5.9729	9.0615		
	12_C_1	0.7048	6.0023	8.5161	8.5955	
	12_C_2	0.7250	5.9835	8.2523		
	12_C_3	0.6606	5.9576	9.0182		

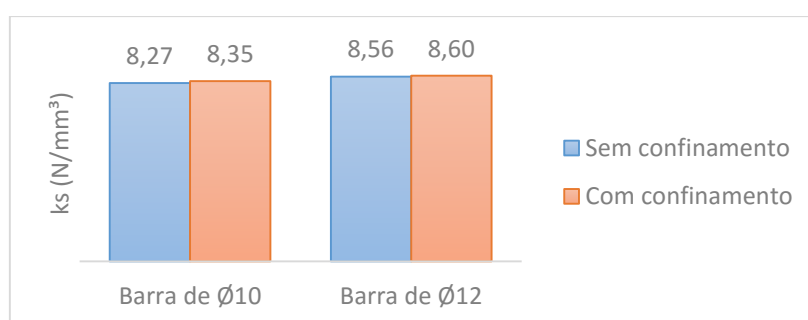


Figura 5.23: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa I.

Nos resultados obtidos observa-se a existência de um pequeno aumento da rigidez do contato nos corpos de prova ensaiados com confinamento. Embora essa forma de confinamento não tenha sido efetiva, permitiu uma pequena mudança na rigidez da ligação. Por outro lado, pode-se notar que  $k_S$  aumenta conforme aumenta o diâmetro da barra.



### 5.3.2 Cálculo do $k_S$ dos corpos de prova da Etapa II

Nesta etapa foram testados corpos de prova cilíndricos com barras de diâmetro 8, 10 e 12 mm. Para o cálculo da rigidez destes modelos, em todos os casos se adotou  $\tau_1=2$  MPa. Já o valor de  $\tau_2$  variou em função do diâmetro da barra utilizado. Para barras de 8 e 10 mm de diâmetro  $\tau_2=8$  MPa e para barras de 12 mm de diâmetro  $\tau_2=6$  MPa. Sendo assim, na Tabela 5.6 e na Figura 5.24 mostram-se os valores resultantes do cálculo da rigidez do contato ( $k_S$ ) destes corpos de prova.

Tabela 5.6: Rigidez do contato ( $k_S$ ) dos corpos de prova da Etapa II.

$\emptyset$ da barra	Nome do CP	$\Delta s$ (mm)	$\Delta \tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_S$ (N/mm <sup>3</sup> )	$k_S$ média	Desv. Padrão	
8	100_8_1	0,8518	6,0049	7,0495	7,2095	0,3838	
	100_8_2	0,8624	5,9779	6,9315			
	100_8_3	0,7815	5,9766	7,6473			
	8	150_8_1	0,8385	5,9720	7,1218	7,0725	0,4327
		150_8_2	0,9062	5,9968	6,6172		
		150_8_3	0,8071	6,0360	7,4784		
	8	200_8_1	1,1988	7,9469	6,6290	7,0378	0,4585
		200_8_2	1,1456	7,9627	6,9507		
		200_8_3	1,0611	7,9939	7,5335		
10	100_10_1	0,5857	4,9834	8,5072	8,2898	0,2417	
	100_10_2	0,6178	4,9607	8,0295			
	100_10_3	0,6014	5,0114	8,3327			
	10	150_10_1	0,7683	5,9729	7,7734	7,9552	0,3807
		150_10_2	0,7776	5,9876	7,6993		
		150_10_3	0,7129	5,9834	8,3927		
	10	150_10_1	0,7009	5,9316	8,4626	8,0701	0,3507
		150_10_2	0,7659	5,9647	7,7877		
		150_10_3	0,7521	5,9870	7,9598		
12	100_12_1	0,4864	3,33394	8,2217	8,6064	0,3579	
	100_12_2	0,4529	3,9263	8,6681			
	100_12_3	0,4460	3,9830	8,9293			
	12	150_12_1	0,4529	4,0377	8,9148	8,5713	0,3246
		150_12_2	0,4866	4,0246	8,2697		
		150_12_3	0,4659	3,9737	8,5292		
	12	200_12_1	0,8119	7,0252	8,6528	8,3408	0,3233
		200_12_2	0,8727	6,9887	8,0073		
		200_12_3	0,8402	7,0266	8,3621		

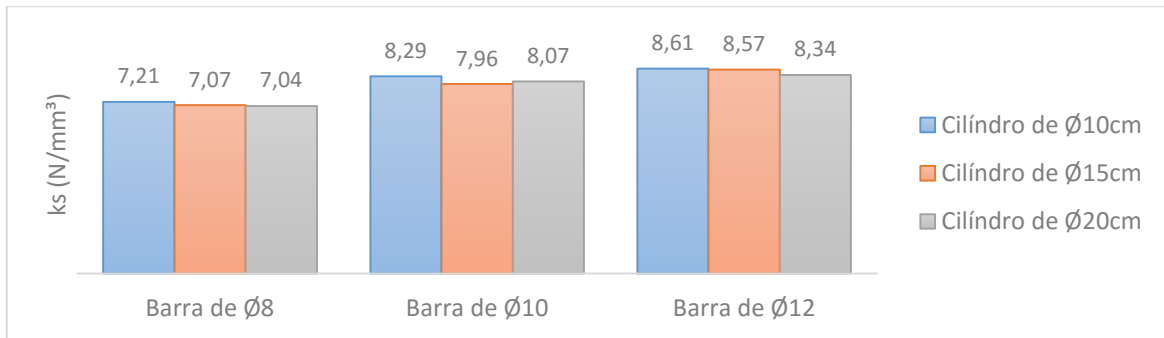


Figura 5.24: Rigidez do contato ( $k_s$ ) dos corpos de prova da Etapa II.

Estes resultados evidenciam que existe aumento da rigidez do contato a medida que aumenta o diâmetro da barra, possivelmente provocado pelo aumento da superfície de contato e maiores nervuras, o que causa maior travamento. Por outro lado, pode-se observar que ao aumentar o diâmetro do corpo de prova, para um mesmo diâmetro de barra, a rigidez do contato ( $k_s$ ) não apresenta variações significativas. Essa tendência foi observada nos três diâmetros de barra estudados nesta etapa.

### 5.3.3 Cálculo do $k_s$ dos corpos de prova da Etapa III

Nesta etapa foram ensaiados os corpos de prova prismáticos com barras de diâmetro 8, 10 e 12 mm. Para o cálculo da rigidez, a tensão mínima  $\tau_1$  adotada em todos os casos foi 2 MPa. A tensão máxima  $\tau_2$  assumida para os corpos de prova com barras de 8 mm de diâmetro foi 8MPa; para os modelos com barras de 10 mm de diâmetro foi 10MPa e para os modelos com barras de 12 mm foi 9 MPa.

Na Tabela 5.7 e na Figura 5.25 mostram-se os valores resultantes do cálculo da rigidez do contato ( $k_s$ ) dos corpos de prova compreendidos nesta etapa experimental.

Tabela 5.7: Rigidez do contato ( $k_s$ ) dos corpos de prova da Etapa III.

$\varnothing$ da barra	Nome do CP	$\Delta s$ (mm)	$\Delta \tau$ ( $N/mm^2$ )	$k_s$ ( $N/mm^3$ )	$k_s$ média	Desv. Padrão
8	CPP_8_1	0,9927	6,9817	7,0329	7,6715	0,5612
	CPP_8_2	0,8643	6,9894	8,0861		
	CPP_8_3	0,8844	6,9829	7,8953		
10	CPP_10_1	0,8973	8,0040	8,9200	8,2970	0,7635
	CPP_10_2	0,9349	7,9712	8,5256		
	CPP_10_3	1,0736	7,9937	7,4453		

<b>12</b>	CPP_12_1	0,8384	6,9891	8,3355	8,4935	0,3642
	CPP_12_2	0,7853	6,9977	8,9101		
	CPP_12_3	0,8499	6,9997	8,2349		

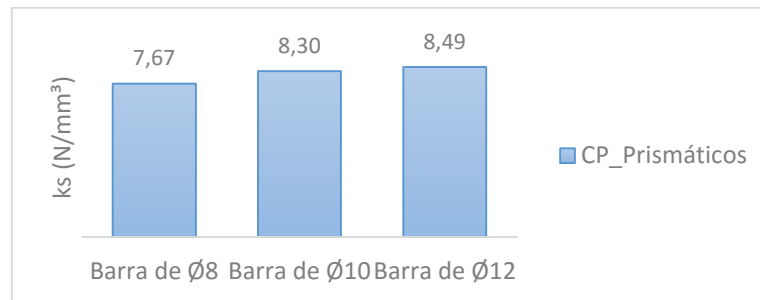


Figura 5.25: Rigidez do contato ( $k_s$ ) dos corpos de prova da Etapa III.

Os valores da rigidez do contato revelam que, à medida que aumenta o diâmetro das barras de aço, aumenta a resistência do contato. Esta tendência foi observada também nos valores de  $k_s$  calculados nas etapas anteriores.

## 6 ANÁLISE NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DIRETO “*PULL-OUT-TEST*”

Neste capítulo são apresentados os modelos constitutivos utilizados para modelar o concreto, o aço e contato entre eles. Também são apresentados os programas computacionais utilizados e as considerações gerais sobre a modelagem numérica. Posteriormente são realizadas as simulações numéricas do ensaio de arrancamento “*pull-out-test*” utilizando parâmetros obtidos nos ensaios experimentais de arrancamento. Ao longo do capítulo, os resultados são apresentados em função das etapas definidas no programa experimental.

### 6.1 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS DE ANÁLISE

Na sequência são descritos os programas computacionais utilizados neste trabalho. Utilizou-se para a simulação numérica a biblioteca FemLab, baseado no uso do Método dos Elementos Finitos. Para visualizar os resultados obtidos foi utilizado o *software* Paraview®.

#### 6.1.1 FemLab

Para o trabalho numérico foi utilizada a biblioteca FemLab, já utilizado em outras pesquisas (Del Río (2015) e Arteaga (2015)) que permite a análise em 2D e 3D de elementos isoparamétricos. Esta biblioteca permite analisar estruturas de concreto armado utilizando o método semi-embutido desenvolvido por Durand & Farias (2012). O FemLab foi desenvolvido na linguagem de programação “Julia”. Julia é uma linguagem dinâmica de alto nível e alto desempenho para cálculos científicos e técnicos (BEZANSON *et al.*, 2012). Este tem um compilador avançado, mecanismos para a execução em paralelo e uma extensa biblioteca de funções matemáticas.

A biblioteca dispõe de elementos hexaédricos de oito e vinte nós para modelar elementos sólidos, estes elementos geralmente são usados para modelar estruturas volumétricas e podem ser usados para análises estáticas, tanto lineares quanto não lineares. Para modelar elementos lineares conta com elementos de barra de dois e três nós e são usados geralmente para modelar armadura. Para modelar o contato possui elementos contínuos de junta. Através desse elemento é possível obter os níveis de tensão de aderência no contato e os deslocamentos relativos do mesmo.

Cada modelo de análise através deste *software* precisa ser elaborado a partir da criação de um arquivo de entrada (*script*), escrito também na linguagem Julia, com as instruções para geração da malha de elementos finitos, tipos de elementos e ordem de integração, modelos constitutivos a serem atribuídos aos materiais, condições de contorno naturais e essenciais e opções para a solução do sistema de equações. A biblioteca FemLab fornece as funções necessárias que permitem a definição destas características necessárias à simulação. Assim, é importante ter conhecimentos intermediários de programação para o uso apropriado desta biblioteca.

### **6.1.2 Paraview**

O pós-processamento foi feito no programa computacional Paraview<sup>®</sup>, um programa de código aberto (*open-source*), multi-plataforma projetada para visualizar malhas de elementos finitos, cortes, campos de deslocamentos, campo de tensões, etc. Tem uma interface aberta, flexível e intuitiva ([www.paraview.org](http://www.paraview.org)).

## **6.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SIMULAÇÃO**

Para cada simulação numérica usando o FemLab foi necessário elaborar um arquivo de entrada (*script* escrito em Julia) com as características individuais de cada ensaio. Neste *script* foi primeiramente definida a geometria e as características dos tipos de elementos que compõe o modelo: elementos sólidos, de barra e de interface. Posteriormente foram definidos os modelos constitutivos para cada material e atribuídos os valores dos parâmetros requeridos em cada modelo constitutivo. A seguir, foram definidas as condições de contorno essenciais (restrições de deslocamento) e as condições de contorno naturais (forças impostas). Finalmente, cada arquivo de entrada de dados é executado para obter os resultados da análise: arquivos de saída contendo os estados de deslocamento, tensão e deformação do domínio. Em todas as simulações dos ensaios, o arrancamento se deu pela aplicação de deslocamento imposto de 20 mm que por sua vez foi fracionado em 50 incrementos.

Os valores de força e deslizamento para construir as curvas de comportamento foram obtidos através do acompanhamento do nó correspondente ao ponto de aplicação do deslocamento (extremo livre da barra). Já os valores de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem foram obtidos a partir do acompanhamento dos pontos de integração de todos os elementos de junta.

### 6.2.1 Condições de contorno

Durante o ensaio experimental, a chapa metálica superior da estrutura de fixação impede o movimento do bloco de concreto na direção de aplicação da força de arrancamento. Por outro lado, essa força de arrancamento gera um atrito entre a face externa do bloco de concreto e a chapa metálica, desta forma, o atrito impede o deslocamento do concreto horizontalmente. Levando em consideração estas premissas, na simulação numérica foi considerada a face superior do bloco de concreto sem possibilidade de movimento, sendo assim, foi restringido o deslocamento tanto no sentido vertical (eixo  $z$ ) quanto no horizontal (eixo  $y$ ). Na Figura 6.1 é mostrado um esquema das condições de contorno essenciais adotadas.

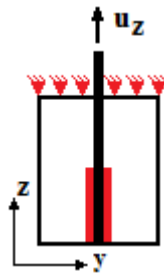


Figura 6.1: Condição de contorno essencial nos modelos numéricos.

### 6.2.2 Tipos de elementos utilizados

Para modelar o concreto foram utilizados elementos hexaédricos de oito nós (HEX8), com oito pontos de integração. Para modelar a barra de aço foram usados elementos de linha de três nós (LIN3), com dois pontos de integração. Por último, para modelar a interface foram utilizados elementos de junta (LINK3) cujo número total de nós é dado pela soma dos nós do elemento sólido e do elemento barra (ver Figura 2.29). Na Figura 6.2 pode-se observar os elementos utilizados para modelar o concreto e o aço.

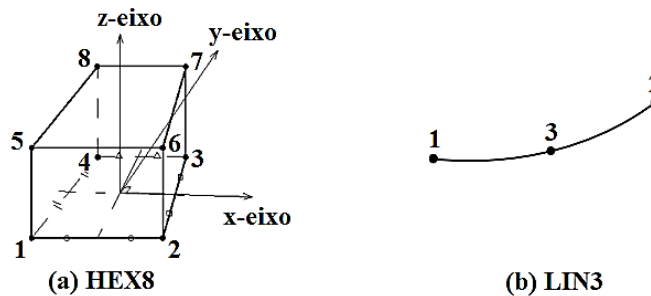


Figura 6.2: (a) Elemento sólido para simular concreto, (b) Elemento barra para simular aço.

### 6.2.3 Malhas de elementos finitos

As malhas dos modelos numéricos foram geradas em função da geometria dos mesmos. Neste sentido, foram gerados quatorze modelos; três com geometria cilíndrica de 100 mm de diâmetro, cinco com geometria cilíndrica de 150 mm de diâmetro, três com geometria cilíndrica de 200 mm de diâmetro e três com geometria prismática.

Para a confecção das malhas de elementos finitos foi feita uma análise das malhas em função da precisão dos resultados obtidos na região de interface. Neste sentido, na Tabela 6.1 mostram-se as quantidades de elementos geradas nos modelos numéricos e na Figura 6.3 apresentam-se as malhas correspondentes.

Tabela 6.1: Características dos modelos numéricos.

<i>Tipo de corpo de prova</i>	<i>Elementos sólidos</i>	<i>Elementos de armadura</i>	<i>Elementos de junta</i>
<b>CP Cilíndrico de Ø100 mm</b>	20040	20	19
<b>CP Cilíndrico de Ø150 mm</b>	21640	20	19
<b>CP Cilíndrico de Ø200 mm</b>	28840	20	19
<b>CP Prismático</b>	27080	20	19

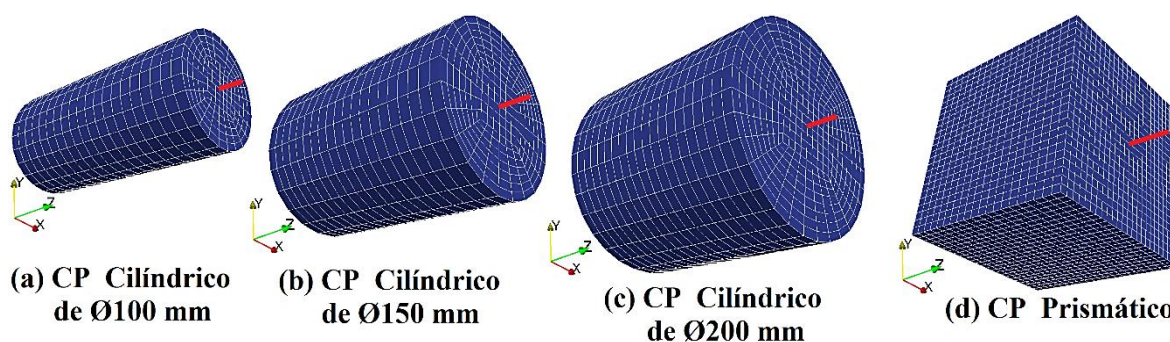


Figura 6.3: Modelos realizados para a simulação numérica.

### 6.3 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

A modelagem numérica dos materiais, assim como da interface é de grande importância para reproduzir numericamente os ensaios de arrancamento realizados em laboratório. Para simular o comportamento do concreto foi utilizado o modelo Elástico Linear. O aço foi modelado com um comportamento elástico perfeitamente plástico e a resistência da interface foi modelada utilizando o critério de ruptura baseado no modelo proposto pelo CEB-FIP (1993).

### 6.3.1 Concreto

Para a simulação do concreto foi utilizado o modelo elástico linear. Este modelo apresenta algumas limitações como por exemplo a não previsão de ruptura e de deformações plásticas. Entretanto, em todos os casos foi utilizado este modelo porque o objetivo deste trabalho centra-se na “ligação” entre o aço e o concreto, ou seja, no comportamento da região de interface.

O modelo elástico linear é representado pela lei de Hooke generalizada, considerando que as tensões variam linearmente com cada acréscimo de deformações. Este modelo é frequentemente utilizado para simular aço e concreto e é definido por dois parâmetros; o módulo de elasticidade ( $E_c$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). A partir da caracterização dos concretos utilizados, foi possível obter o Módulo de Young para a modelagem numérica do material. O coeficiente de Poisson não foi um parâmetro obtido por meio de ensaios experimentais, admitiu-se um valor de  $\nu=0.2$ . Este valor geralmente é utilizado para concretos ordinários. Na Tabela 6.2 mostram-se os valores adotado destes parâmetros para cada concreto.

Tabela 6.2: Características mecânicas dos concretos utilizados.

<i>Tipos de concreto</i>	<i><math>E_c</math> (GPa)</i>	<i><math>\nu</math></i>
<b>Concreto A</b>	25,11	0,2
<b>Concreto B</b>	23,97	0,2

### 6.3.2 Aço

O aço estrutural na realidade apresenta três fases diferentes representadas na Figura 6.4a. A primeira é denominada como fase elástica; a segunda começa quando as tensões atingem a tensão de escoamento  $\sigma_y$  e começa o fenômeno de escoamento, nesta fase a deformação da barra aumenta sem que haja acréscimo de tensões e a última que é a fase de encruamento do aço, onde o material aceita um aumento da tensão até atingir o limite de resistência.

Por simplificação, neste trabalho foi adotado um modelo uniaxial elástico-linear perfeitamente plástico conforme Figura 6.4b. Este modelo é frequentemente utilizado para representar o comportamento das barras da armadura cujo comportamento é estudado a partir do diagrama tensão *versus* deformação uniaxial. Inicialmente o material se comporta de maneira elástica com módulo de elasticidade ( $E_s$ ) constante. Neste estágio, a tensão  $\sigma_s$  é



menor do que a tensão de escoamento da barra  $f_y$  ( $\sigma_s < f_y$ ). Quando a tensão  $\sigma_s$  atinge o valor da tensão de escoamento  $f_y$  ( $\sigma_s = f_y$ ) começa a etapa de escoamento perfeitamente plástico. Neste estágio, a deformação  $\epsilon_s$  cresce indefinidamente sem que haja acréscimo de tensão.

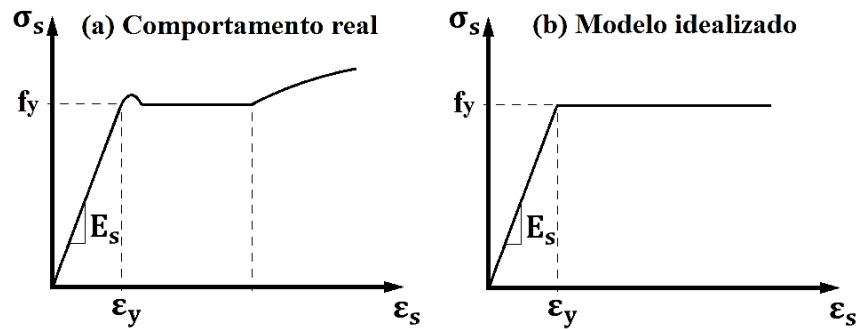


Figura 6.4: Diagrama tensão *versus* deformação para armaduras passivas.

De acordo com os resultados dos ensaios de tração. Na Tabela 6.3 são apresentadas as características mecânicas de cada diâmetro de barra utilizada neste estudo.

Tabela 6.3: Características mecânicas das barras de aço utilizadas.

<i>Diâmetro da barra</i>	<i>E<sub>s</sub> (GPa)</i>	<i>f<sub>s</sub> (MPa)</i>
<b>8</b>	195,3	561
<b>10</b>	195,4	530
<b>12</b>	190,1	558

### 6.3.3 Interface

A interface foi simulada utilizando um modelo “Tensão de aderência-deslizamento” baseado no modelo recomendado no código europeu CEB-FIP (2010). O modelo utilizado é multilinear e está dividido em quatro trechos delimitados pelos valores de deslizamento característicos  $s_1$ ,  $s_2$  e  $s_3$ . O primeiro trecho corresponde ao carregamento elástico com rigidez  $k_s$ . O segundo e terceiro trechos estão associados com a plastificação do contato quando a tensão atinge o valor máximo  $\tau_{m\acute{a}x}$  e a posterior perda de aderência. Já o último trecho corresponde à resistência residual do contato  $\tau_{res}$ .

Dado que o modelo utilizado visa se aproximar do comportamento real, os valores de  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$  e  $\tau_{res}$  adotados para as simulações numéricas foram determinados sob a premissa de

manter iguais o trabalho realizado pelo deslizamento nas duas curvas (experimental e modelo numérico) no domínio  $s \in (0, 20 \text{ mm})$ .

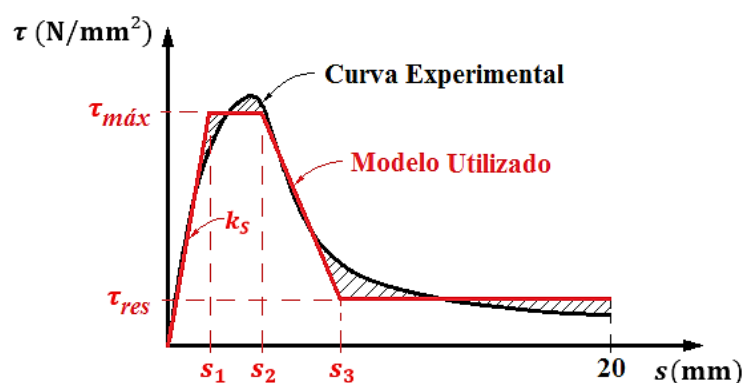


Figura 6.5: Curva experimental e modelo numérico do comportamento da interface.

## 6.4 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A modelagem numérica foi feita para simular o comportamento experimentalado pelas tensões de aderência em função do deslizamento da barra; e assim, calibrar o modelo numérico desenvolvido para simular a interface aço-concreto. Desta forma, foi criado um modelo numérico para cada subgrupo de cada etapa experimental. Em cada caso, foram utilizados os valores do concreto ( $E_c$  e  $\nu$ ), do aço ( $E_s$  e  $f_y$ ) e da curva de tensão de aderência *versus* deslizamento ( $k_s$ ,  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$  e  $\tau_{res}$ ) requeridos pelos modelos constitutivos.

### 6.4.1 Simulação numérica dos ensaios da Etapa I

Para simular os corpos de prova testados na Etapa I foram realizados dois modelos cilíndricos de 150 mm de diâmetro, um com barra de 10 mm de diâmetro e outro com barra de 12 mm. Para alimentar os modelos, foram fornecidas as características dos materiais utilizados nesta etapa. O concreto foi simulado com  $E_c=25.11 \text{ GPa}$  e  $\nu=0.2$ . As barras de aço de 10 mm de diâmetro com  $E_s=195.4 \text{ GPa}$  e  $f_y=530 \text{ MPa}$ ; e as barras de 12 mm de diâmetro com  $E_s=190.1 \text{ GPa}$  e  $f_y=558 \text{ MPa}$ .

Por sua vez, as variáveis do modelo constitutivo do contato foram obtidas individualmente de cada curva experimental de tensão de aderência *versus* deslizamento. Na Tabela 6.4 são mostrados os parâmetros do contato utilizados nos modelos numéricos.

Tabela 6.4: Parâmetros de aderência, simulação Etapa I.

<i>Corpo de prova</i>	$k_S$ (N/mm <sup>3</sup> )	$s_1$ (mm)	$s_2$ (mm)	$s_3$ (mm)	$\tau_{res}$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>10_S</b>	8,2652	2,01	2,50	3,50	7,00
<b>12_S</b>	8,5588	2,05	2,70	4,30	5,60

Na Figura 6.6 são mostradas as curvas de comportamento da aderência simuladas numericamente em conjunto com as curvas obtidas por meio da investigação experimental.

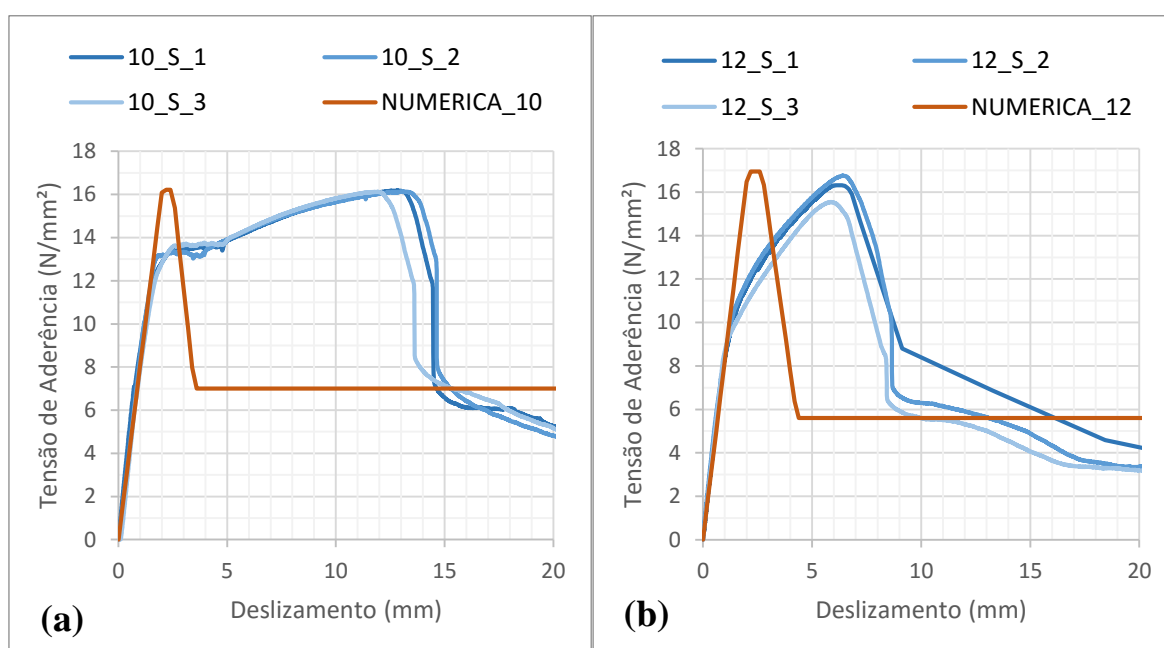


Figura 6.6: Curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento. (a) Corpos de prova com barras de Ø10 mm, (b) Corpos de prova com barras de Ø12 mm.

Nas figuras anteriores nota-se uma aceitável precisão dos modelos numéricos em relação as curvas experimentais no primeiro trecho. Após a ruptura do contato observam-se nítidas diferenças nas trajetórias. Por exemplo, nos corpos de prova com barras de 10 mm, a diferença é provocada pelo escoamento das barras de aço. Já, nos corpos de prova com barras de 12 mm, essa variação nas trajetórias pode ser causada pelo dano do concreto, ou pelas excessivas deformações que experimentam as barras antes da ruptura do contato.

Em resumo, embora os modelos numéricos tenham sido precisos no primeiro trecho das, pode-se afirmar que para estes corpos de prova, as simulações numéricas não conseguiram reproduzir com sucesso o comportamento real do ensaio de arrancamento, especificamente por conta do escoamento do aço (Figura 6.6a) e o dano do concreto (Figura 6.6b).

#### 6.4.2 Simulação numérica dos ensaios da Etapa II

Para simular os ensaios desta etapa foram realizados nove modelos numéricos, dos quais, três foram com geometria cilíndrica de 100 mm de diâmetro, três de 150 mm de diâmetro e três de 200 mm de diâmetro. Em cada geometria foram utilizadas barras de 8, 10 e 12 mm.

Estes modelos foram alimentados com as características dos materiais usados nesta etapa. Para modelar o concreto foi fornecido  $E_c=23.97$  GPa e  $\nu=0.2$ . No caso das barras de aço de 8 mm de diâmetro foi colocado  $E_s=195.3$  GPa e  $f_y=561$  MPa; para as barras de 10 mm de diâmetro foi colocado  $E_s=195.4$  GPa e  $f_y=530$  MPa e para as barras de 12 mm de diâmetro,  $E_s=190.1$  GPa e  $f_y=558$  MPa. Por outro lado, as variáveis requeridas pelo modelo constitutivo do contato foram obtidas individualmente de cada curva experimental de tensão de aderência *versus* deslizamento. Na Tabela 6.5 são mostrados os parâmetros do contato utilizados nestes modelos numéricos.

Tabela 6.5: Parâmetros de aderência, simulação Etapa II.

<b>Corpo de prova</b>	<b><math>k_s</math> (N/mm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>s_1</math> (mm)</b>	<b><math>s_2</math> (mm)</b>	<b><math>s_3</math> (mm)</b>	<b><math>\tau_{res}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>
<b>100_8</b>	7,2095	1,25	1,55	4,05	1,10
<b>100_10</b>	8,2898	1,25	1,55	3,85	0,60
<b>100_12</b>	8,6064	1,45	1,90	3,90	0,90
<b>150_8</b>	7,0725	1,50	2,35	5,45	1,80
<b>150_10</b>	7,9552	1,70	2,55	6,50	1,80
<b>150_12</b>	8,5713	2,05	2,75	6,40	1,50
<b>200_8</b>	7,0378	1,65	2,35	5,45	2,00
<b>200_10</b>	8,0701	2,50	4,15	7,45	2,00
<b>200_12</b>	8,3408	2,45	4,15	7,50	1,80

Na Figura 6.7, Figura 6.8 e Figura 6.9 são ilustradas curvas de comportamento para corpos de prova com barras de 8, 10 e 12 mm de diâmetro, respectivamente. Nestas figuras podem-se observar em conjunto a curva de comportamento da tensão de aderência do modelo numérico e dos corpos de prova ensaiados em laboratório. As curvas intituladas com os nomes dos corpos de prova correspondem aos ensaios experimentais, e a curva intitulada de “NUMÉRICA” corresponde ao modelo numérico construído a partir dos parâmetros obtidos experimentalmente.

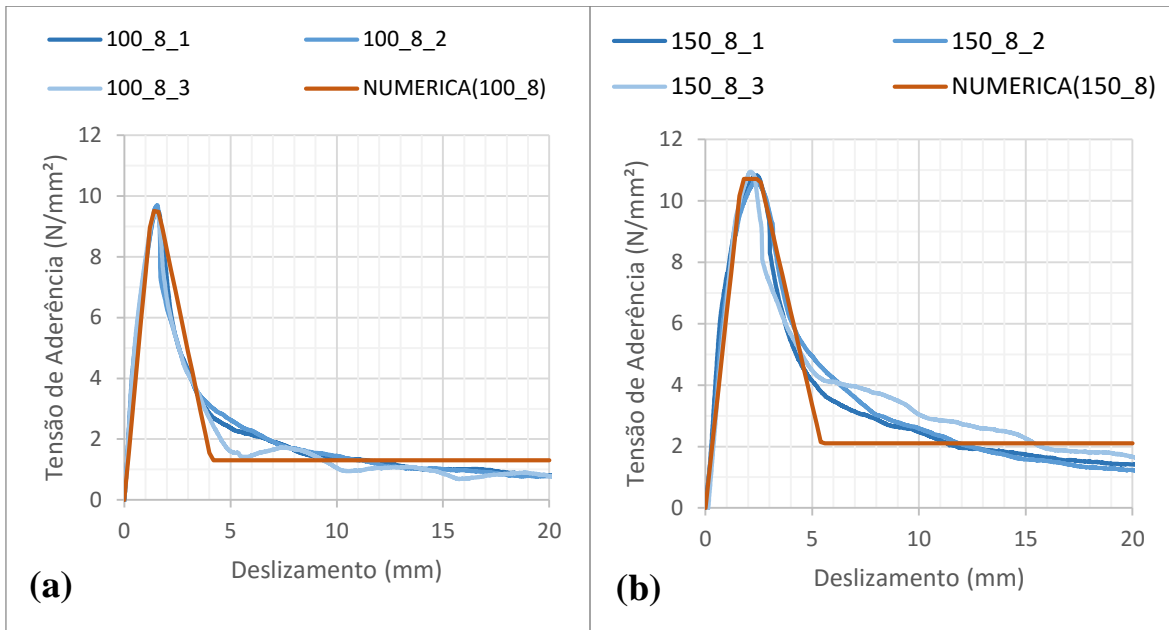


Figura 6.7: Curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento. (a) Corpos de prova de 100 mm com barras de  $\varnothing 8$  mm (100\_8), (b) Corpos de prova de 200 mm com barras de  $\varnothing 8$  mm (200\_8).

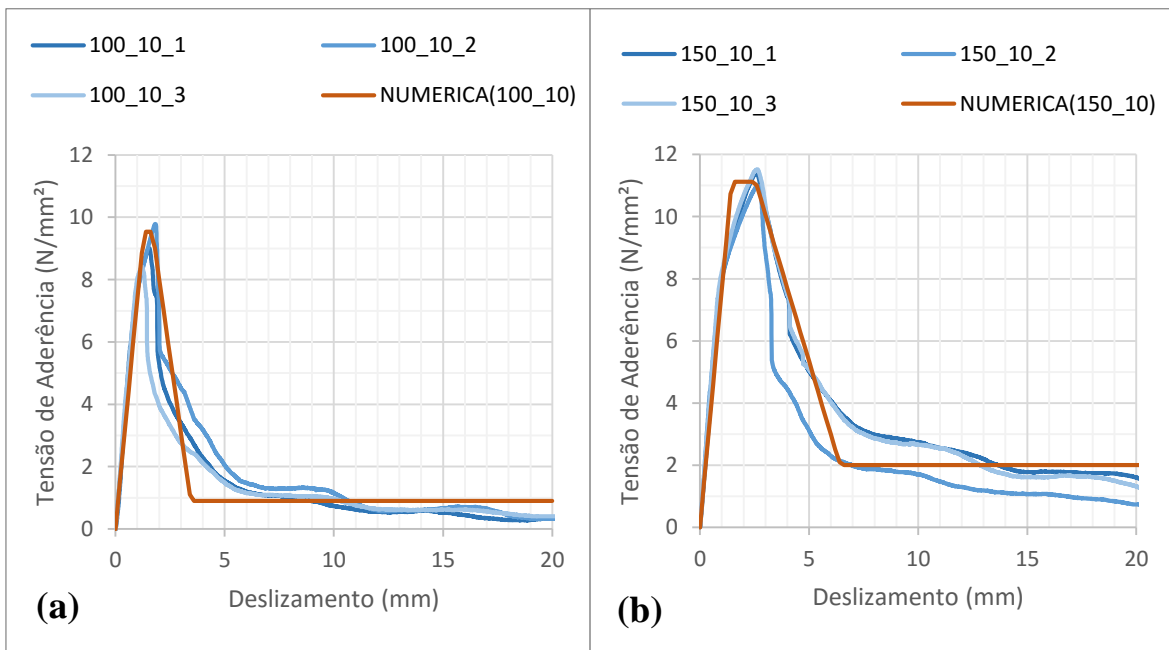


Figura 6.8: Curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento. (a) Corpos de prova de 100 mm com barras de  $\varnothing 10$  mm (100\_10), (b) Corpos de prova de 150 mm com barras de  $\varnothing 10$  mm (150\_10).

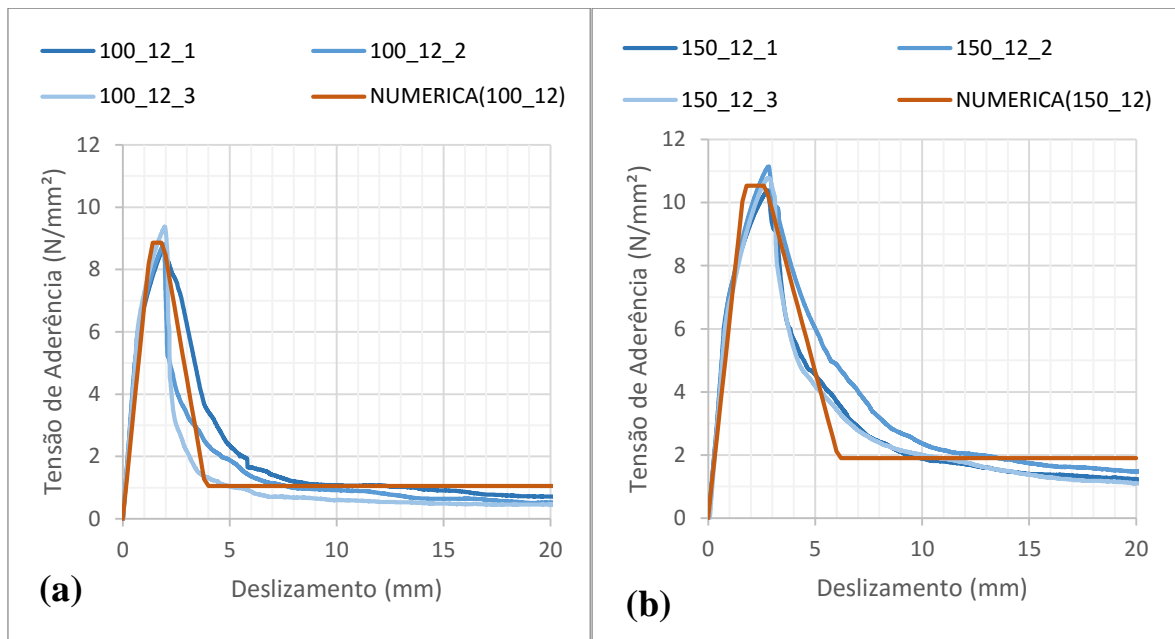


Figura 6.9: Curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento. (a) Corpos de prova de 100 mm com barras de  $\varnothing 12$  mm (100\_12), (b) Corpos de prova de 150 mm com barras de  $\varnothing 12$  mm (150\_12).

Nestas figuras pode-se observar que as tensões obtidas numericamente em geral apresentam um comportamento similar às tensões resultantes da investigação experimental. A maior diferença foi observada após a ruptura do contato, onde o modelo numérico assume um comportamento bilinear. A perda de aderência nos corpos de prova ensaiados em laboratório ocorreu gradualmente e de forma exponencial. Essa diminuição gradual da tensão de aderência é dada pela redução do atrito que existe entre as nervuras das barras e o concreto circunvizinho. Desta forma, confirma-se a hipótese da existência de uma componente de atrito durante o deslizamento.

Por outro lado, nas simulações numéricas foi analisado o desempenho dos elementos de contato ao longo do comprimento de ancoragem. Na Figura 6.10 mostra-se para o modelo cilíndrico de 100 mm de diâmetro com barras de 8 mm de diâmetro (100\_8), o comportamento das tensões ao longo do comprimento de ancoragem na medida que aumenta o deslocamento imposto. Os tons de azuis representam os incrementos de deslocamentos antes da ruptura da aderência e os tons vermelhos correspondem aos incrementos após a ruptura. Sendo assim, neste modelo a ligação foi rompida no incremento de número sete (inc.7), que corresponde a um deslocamento imposto de 1,4 mm.

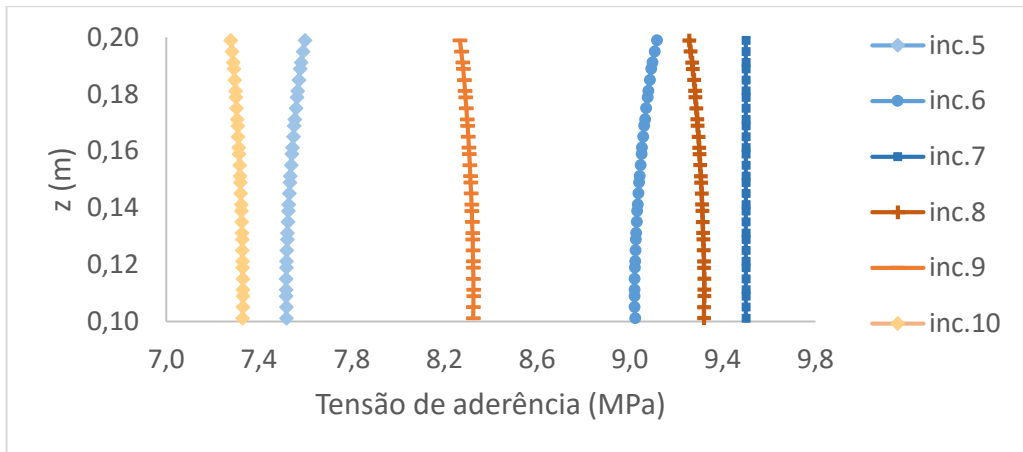


Figura 6.10: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem. Modelo (100\_8).

Neste gráfico pode-se observar que a tensão de aderência se comporta de maneira quase regular em todo os elementos de contato. Da mesma forma, o aumento dessa tensão também é de forma regular para cada incremento de deslocamento imposto.

Na Figura 6.11 apresenta-se o comportamento da tensão de aderência um incremento anterior e posterior à ruptura da ligação aço-concreto.

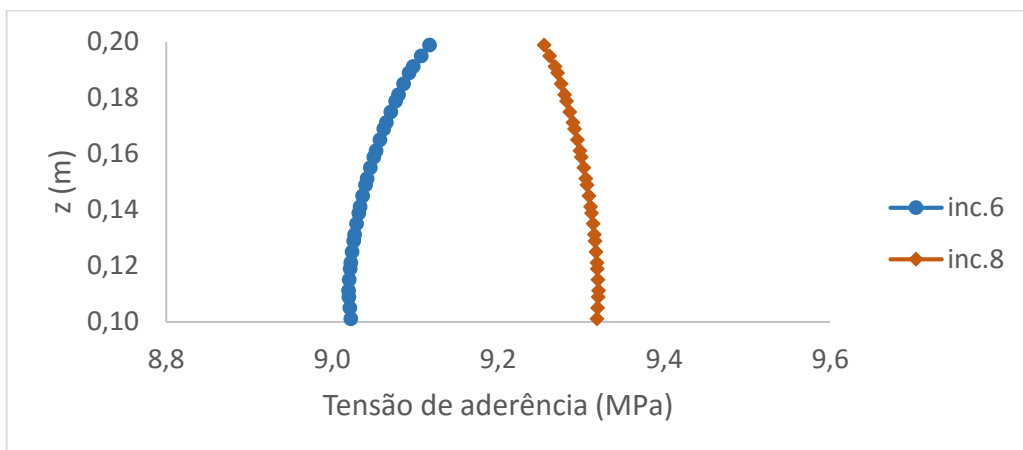


Figura 6.11: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem antes e após a ruptura da aderência. Modelo (100\_8).

Nesta figura pode-se observar com maior precisão a distribuição de tensões de aderência que apresentam os elementos de junta ao longo do comprimento de ancoragem. O comportamento manifestado pela interface antes e após a ruptura do contato aço-concreto foi oposto. Antes da ruptura da aderência, os elementos de contato mais próximos ao ponto

de aplicação da carga apresentam maiores tensões geradas pelo deslizamento da barra; por esse motivo, os elementos mais afastados desse ponto recebem menores solicitações. No entanto, posterior ao pico, os elementos de contato mais próximos ao ponto crítico não suportam maiores tensões provocadas pelo deslizamento da barra; logo, as tensões são transmitidas aos elementos menos solicitados para manter o equilíbrio do sistema, promovendo a ruptura progressiva.

É importante destacar que este comportamento foi observado em todas as simulações realizadas nesta etapa. Desta forma, confirma-se a hipótese dos campos de tensões desenvolvidos na interface durante o ensaio de arrancamento que alguns pesquisadores obtiveram através de análises numéricas (Cruz & Barros (2004) e Fonseca (2014)).

Na Figura 6.12 apresenta-se o comportamento da tensão de aderência em função do deslizamento da barra para o ponto de integração mais próximo ao ponto de aplicação da carga (extremo da interface) para os primeiros 10 incrementos de deslocamento imposto para o modelo (100\_8).

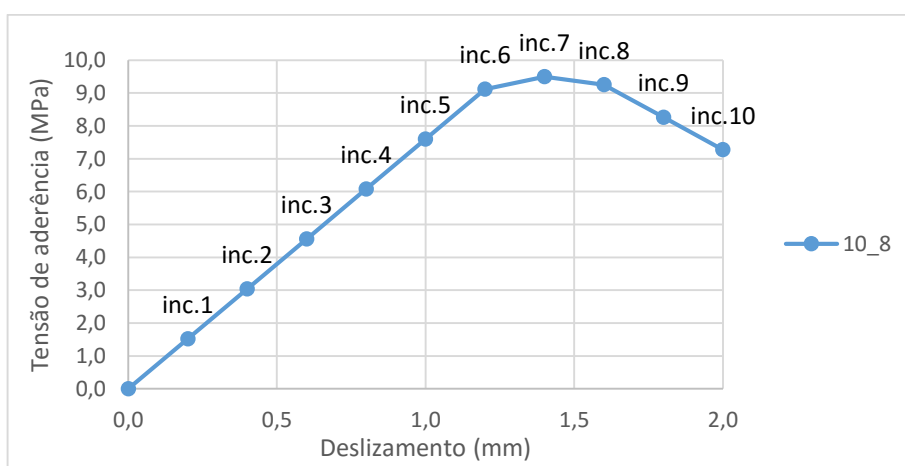


Figura 6.12: Tensão de aderência em função do deslocamento imposto.

Por outro lado, na Figura 6.13 mostra-se o campo de tensões presente no concreto circunvizinho à barra do modelo (100\_8) quando esta atingiu um deslizamento de 1,2 mm (um incremento anterior e posterior a ruptura da aderência).



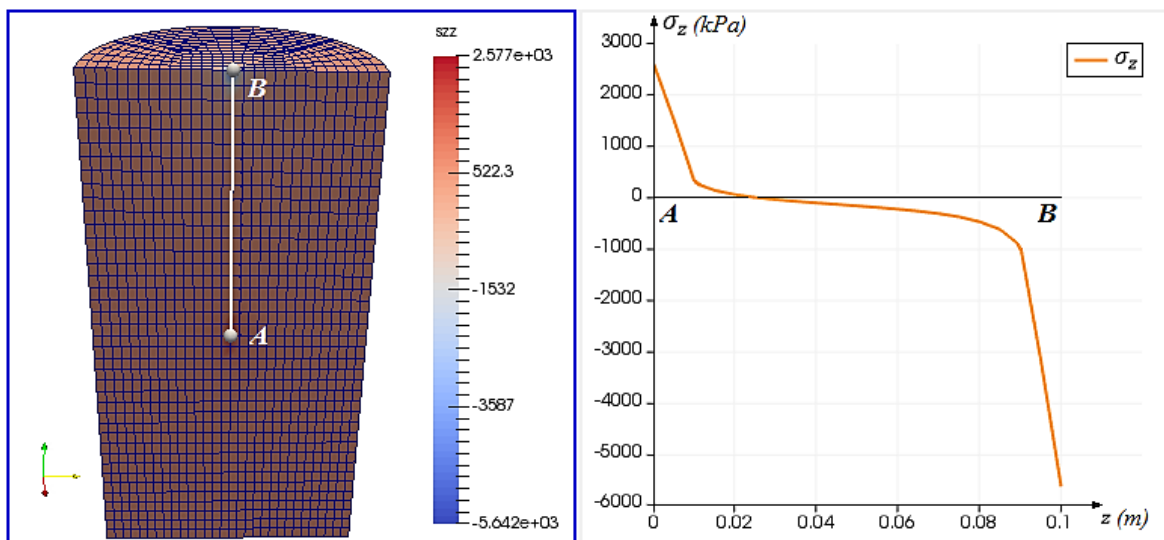


Figura 6.13: Campo de tensões em direção “z” no concreto, modelo (100\_8).

Como se observa na figura, no ponto A (início da interface) aparecem esforços de tração no concreto. Essas zonas tracionadas são provocadas porque a barra tende a levar o concreto circunvizinho a ela produto da aderência aço-concreto. Já na vizinhança do ponto B (fim da interface) existem esforços de compressão no concreto. As tensões de compressão são causadas pela impossibilidade de movimento do concreto no eixo de aplicação da carga. Neste sentido, quando a barra desliza, o concreto também tende a se movimentar junto com a barra, mas a restrição de movimento aplicada na face do concreto o impede. Desta forma, se confirma a hipótese de Leonhardt & Momming (1979) em relação à presença de tensões de tração e compressão no concreto devido ao deslizamento da barra.

Verificou-se também a tendência que experimenta o concreto devido ao deslizamento da barra e o efeito de Poisson no concreto. Na Figura 6.14a, pode-se observar o movimento ocorrido nos elementos sólidos ligados aos elementos de barra, devido ao deslizamento da mesma. Na Figura 6.14b mostra-se um zoom dos elementos sólidos na face exterior do modelo em relação à geometria original (linhas brancas). Sendo assim, pode-se observar claramente as deformações ocorridas nos elementos de concreto antes da ruptura da aderência. Finalmente, em consideração com os resultados obtidos, verifica-se a expansão do concreto durante o ensaio de arrancamento.

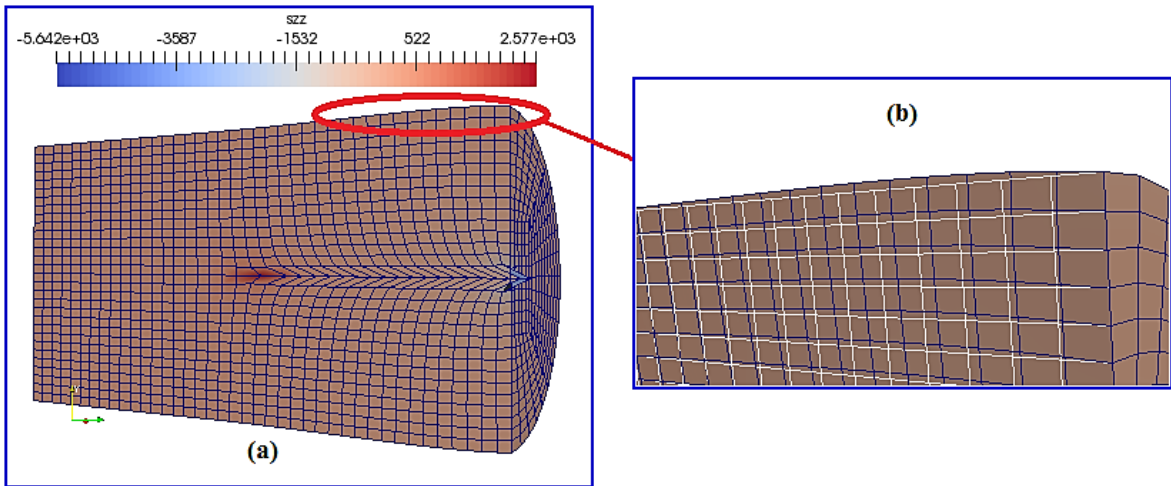


Figura 6.14: Campo de tensões no concreto antes da ruptura da aderência. (a) Secção do modelo onde mostra o comportamento da malha, (b) Expansão do concreto.

Em relação a barra, pode-se verificar que esta se comporta de forma linear durante o ensaio. Na Figura 6.15 ilustra-se o campo de tensões presentes na barra, produto da força de arrancamento aplicada antes da ruptura do contato para o modelo (100\_8).

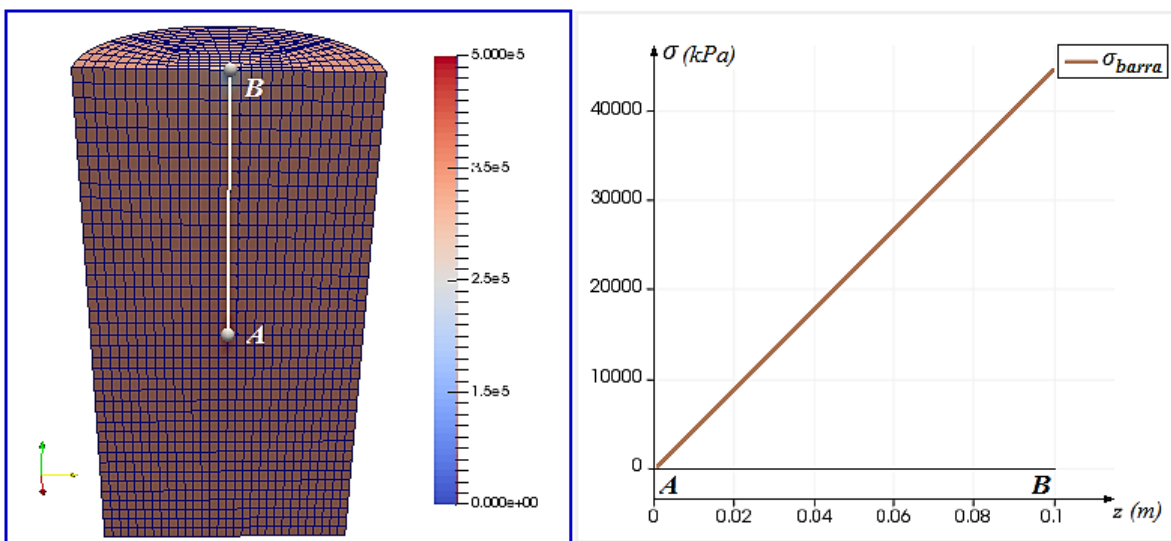


Figura 6.15: Campo de tensões na barra produto da força de arrancamento. Modelo (100\_8).

Como se observa na figura, a barra encontra-se ainda na fase elástico-linear. As maiores tensões são obtidas no elemento de barra que contém o ponto de aplicação da carga, diminuindo gradualmente a medida que estes elementos se afastam do ponto crítico.

### 6.4.3 Simulação numérica dos ensaios da Etapa III

Para simular os corpos de prova da Etapa III foram realizados três modelos prismáticos de 200 mm de lado, um com barra de 8 mm de diâmetro, outro com barra de 10 mm de diâmetro e por último, um modelo com barra de 12 mm de diâmetro.

Estes modelos foram alimentados igualmente com as características dos materiais usados nesta etapa. Para concretar os corpos de prova desta etapa foi utilizado um concreto de  $E_c=25.11$  GPa e  $\nu=0.2$ . Ademais foram utilizadas barras de 8 mm de diâmetro com  $E_s=195.3$  GPa e  $f_y=561$  MPa; de 10 mm de diâmetro com  $E_s=195.4$  GPa e  $f_y=530$  MPa; e barras de 12 mm de diâmetro com  $E_s=190.1$  GPa e  $f_y=558$  MPa.

As variáveis referentes ao modelo constitutivo do contato foram também obtidas a partir das curvas experimentais de tensão de aderência *versus* deslizamento. Na Tabela 6.6 são mostrados os parâmetros obtidos dessas curvas.

Tabela 6.6: Parâmetros de aderência, simulação Etapa III.

<i>Corpo de prova</i>	$k_s$ (N/mm <sup>3</sup> )	$s_1$ (mm)	$s_2$ (mm)	$s_3$ (mm)	$\tau_{res}$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>CPP_8</b>	7,6715	1,55	2,70	4,05	1,10
<b>CPP_10</b>	8,2970	1,70	3,10	3,85	0,60
<b>CPP_12</b>	8,4935	2,05	3,90	3,90	0,90

Nos corpos de prova prismáticos também foi possível simular o comportamento do contato. Na Figura 6.16a e Figura 6.16b são mostrados os gráficos de comportamento da tensão de aderência *versus* o deslizamento da barra para os modelos com barra de 8 e 10 mm de diâmetro respectivamente. Nestas figuras, foram colocadas em conjunto as curvas obtidas pelos ensaios experimentais e pela simulação numérica. A nomenclatura destes gráficos foi a mesma utilizada nas etapas anteriores, onde a curva intitulada de “NUMÉRICA” corresponde ao modelo numérico construído a partir dos parâmetros obtidos através da investigação experimental. Nestes modelos, o comportamento das tensões foi similar ao comportamento obtido em laboratório, apesar do comportamento multilinear do modelo de aderência adotado.

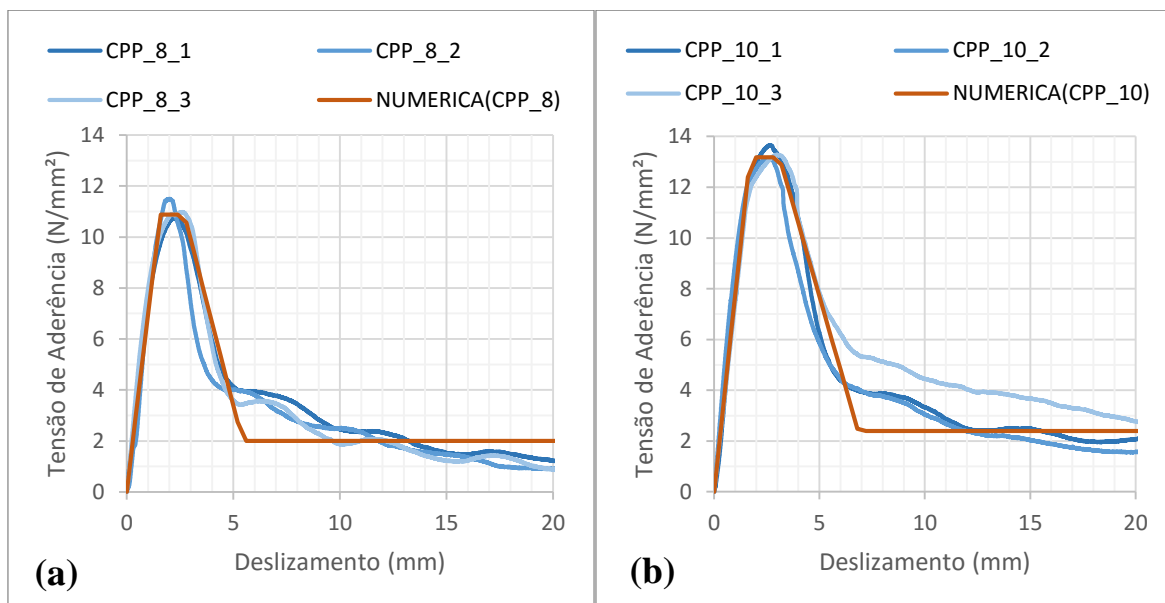


Figura 6.16: Curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento. (a) Corpos de prova prismáticos com barras de  $\varnothing 8$  mm (CPP\_8), (b) Corpos de prova prismático com barras de  $\varnothing 10$  mm (CPP\_10).

Da mesma maneira que na etapa anterior, nestes modelos foi analisado o comportamento dos elementos de contato ao longo da interface. Na Figura 6.17 são mostradas as tensões de aderência ao longo do comprimento de ancoragem para cada incremento de deslocamento no modelo com barra de 8 mm de diâmetro (CPP\_8). Na Figura 6.18 mostra-se o comportamento destas tensões de aderência com um incremento anterior e posterior a ruptura da resistência do contato para o modelo (CPP\_8).

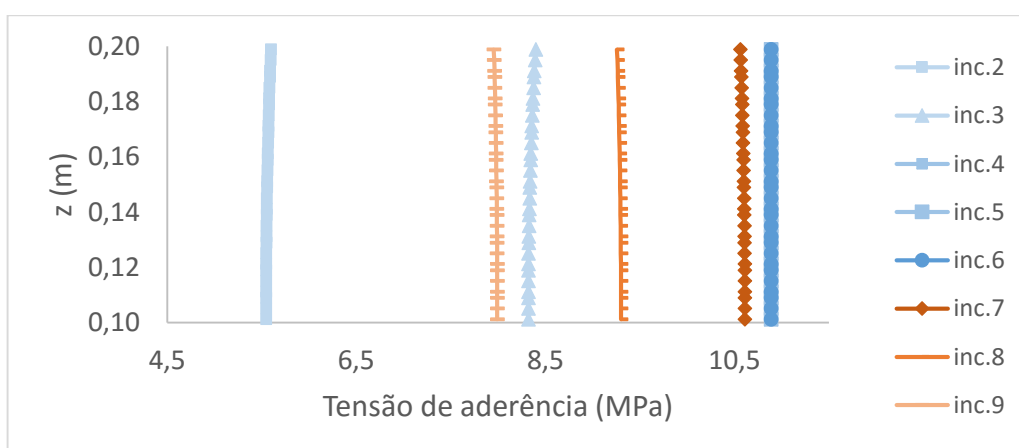


Figura 6.17: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem. Modelo (CPP\_8).

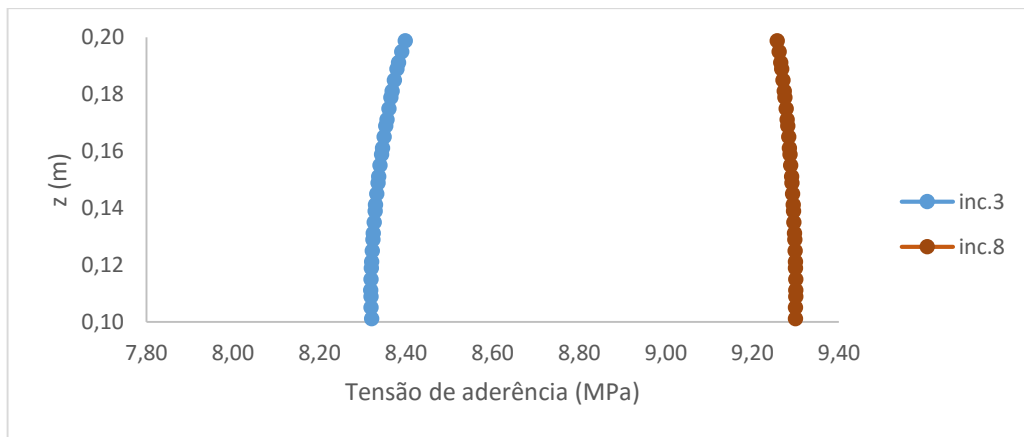


Figura 6.18: Distribuição de tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem antes e depois da ruptura da aderência. Modelo (CPP\_8).

Por último, nestes modelos foi analisado o comportamento tanto do concreto quanto do aço. Na Figura 6.19 mostra-se o campo de tensões no concreto, produto do deslizamento da barra um incremento antes de ser rompida a resistência do contato.

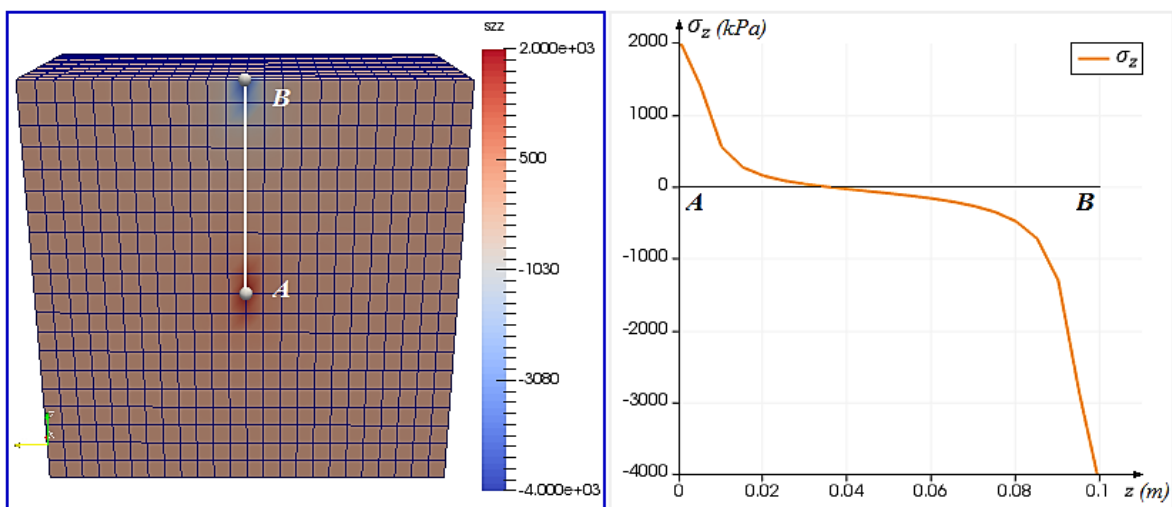


Figura 6.19: Campo de tensões em direção “z” no concreto, modelo (CPP\_8).

Como pode-se observar nesta figura, o comportamento do concreto circunvizinho à barra nos modelos prismáticos se comporta de forma similar ao concreto dos modelos cilíndricos. Entretanto, os campos de tensões obtidos nestas simulações não atingiram os valores obtidos nos modelos cilíndricos.

Em resumo, o comportamento do concreto, do aço e da interface nas simulações de modelos prismáticos foi similar ao comportamento obtido nos modelos cilíndricos. Também, estes

modelos prismáticos conseguiram reproduzir com aceitável precisão o desempenho das tensões de aderência dos corpos de prova prismáticos ensaiados em laboratório.

## 6.5 PARÂMETROS DO CONTATO PROPOSTOS PARA ANÁLISES NUMÉRICAS

Após a realização de todos os ensaios experimentais, foram adotados nas análises numéricas os parâmetros do contato apresentados na Tabela 6.4, Tabela 6.5 e Tabela 6.6. Como na primeira etapa houve escoamento da barra de aço, estes parâmetros foram adotados em função de um possível de comportamento hipotético assumindo a ausência de escoamento. Neste sentido, recomenda-se desprezar os parâmetros adotados na Tabela 6.4.

Levando em conta que este estudo experimental foi limitado em relação a quantidade de ensaios realizados e condições estudadas, para a simulação de elementos de concreto armado são recomendados os parâmetros da aderência mostrados na Tabela 6.7. O valor da rigidez do contato assumido em cada caso foi o menor valor obtido em função diâmetro da barra para as diferentes condições estudadas, nesse sentido a rigidez do contato fica em favor da segurança.

Tabela 6.7: Parâmetros de aderência recomendados em função do diâmetro da barra.

$\varnothing$ da barra (mm)	$k_S$ (N/mm <sup>3</sup> )	$s_1$ (mm)	$s_2$ (mm)	$s_3$ (mm)	$\tau_{res}$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>8</b>	7,20	1,50	1,70	2,50	1,50
<b>10</b>	7,90	1,70	2,00	3,50	1,00
<b>12</b>	8,40	2,00	2,50	4,00	1,00

Os parâmetros apresentados são válidos para aço CA-50 e concreto de 30 Mpa. É importante destacar que o concreto utilizado para obter estes parâmetros foi elaborado com materiais próximos à região de Brasília. Estes parâmetros também podem ser utilizados em barras de maior diâmetro a favor da segurança. Isto se justifica uma vez que foi observado que existe um leve aumento nos parâmetros contato com o aumento do diâmetro da barra. Da mesma forma, os parâmetros podem ser utilizados em casos de concretos com maior resistência a 30 Mpa dado que a resistência do contato aumenta de acordo com o aumento da resistência do concreto.

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho teve como objetivo fundamental a obtenção dos parâmetros da aderência para alimentar modelos numéricos. Estes parâmetros da aderência foram obtidos a partir de uma investigação experimental que englobou a realização de 48 ensaios de arrancamento em corpos de prova com geometria cilíndrica e prismática. Os ensaios de arrancamento foram feitos baseados nas recomendações do RILEM RC5 (1973). Como parte da investigação experimental, foram avaliados quatro parâmetros que influenciam na resistência de aderência (confinamento do concreto, cobrimento de concreto ao redor da barra, diâmetro da barra e efeito da forma).

Uma vez obtidos os parâmetros da aderência e as características mecânicas dos materiais envolvidos, foram feitas as simulações numéricas para verificar o funcionamento dos modelos. Estas simulações foram implementadas utilizando o *software* Julia, com o uso da biblioteca de Elementos Finitos FemLab. Para simular o contato entre os materiais foi utilizado um modelo baseado nas recomendações do CEB-FIP (2010).

### 7.1 CONCLUSÕES

As conclusões deste trabalho foram divididas em duas partes. A primeira parte foi direcionada aos ensaios de arrancamento feitos em laboratório. A segunda parte refere-se as conclusões associadas a modelagem numérica dos ensaios de arrancamento realizados utilizando a biblioteca FemLab e a linguagem de programação Julia.

#### 7.1.1 Em relação a investigação experimental

- *A aplicação do nível de confinamento através de chapas não foi apropriada.* Os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento dos corpos de prova com confinamento passivo não registraram uma diferença significativa em relação ao comportamento da tensão de aderência dos corpos de prova ensaiados sem confinamento. A diferença nos resultados das tensões máximas foi inferior a 5%. Entretanto, nas tensões residuais dos corpos de prova com confinamento foi registrado uma diferença maior com 50% em relação aos corpos de prova sem confinamento. Entretanto, foi impossível aproveitar as leituras obtidas dos SG porque não se obteve padrão lógico de comportamento, devido a que as deformações foram muito pequenas em relação à resolução dos SG.

- *O confinamento passivo por meio do aumento do cobrimento de concreto se traduz em aumento das tensões de aderência.* Nesta forma de confinamento foram obtidos resultados significativos. Por exemplo, quando dobrou o cobrimento foi registrado um aumento das tensões máximas nos corpos de prova superior a 25%.
- *Foi observada uma relação linear entre o aumento de volume ao redor da barra e o confinamento passivo.* Os coeficientes de regressão linear demonstraram que existe uma dependência linear entre os fatores abordados anteriormente.
- *Independentemente do diâmetro da barra, as tensões residuais tendem a diminuir até chegar em um mesmo valor.* Esta tendência foi observada em todos os corpos de prova ensaiados na Etapa II. Depois que foi rompida a aderência, as tensões residuais tenderam a chegar em um mesmo valor e a partir daí se mantiveram constantes. Este resultado é contrário ao comportamento exibido pelos corpos de prova ensaiados na Etapa I.
- *A forma de ruptura da aderência em geral foi por deslizamento da barra “bond failure”.* Esta forma de ruptura foi registrada em todos os corpos de prova ensaiados exceto em um corpo de prova cilíndrico de 100 mm de diâmetro com barra de 12 mm de diâmetro, cuja ruptura foi por fendilhamento do concreto.
- *Na maioria dos casos, na medida que se aumenta o diâmetro da barra, foi observado um leve aumento da resistência do contato.* Esta tendência foi observada nas três etapas experimentais, apesar de que na Etapa II, esta tendência foi contrária apenas nos corpos de prova com diâmetro de 100 mm.
- *A rigidez do contato ( $k_s$ ) aumenta na medida que se aumenta o diâmetro das barras.* Os valores obtidos confirmam que existe um aumento na rigidez do contato na medida que aumenta o diâmetro da barra. Este aumento pode ser provocado porque com o aumento do diâmetro da barra, aumenta a área superficial do contato aço-concreto, além das dimensões das nervuras.
- *Os corpos de prova cilíndricos apresentaram maior resistência de aderência que os corpos de prova prismáticos.* Apesar de que o concreto utilizado para fabricar os corpos de prova cilíndricos apresentam levemente menores valores das propriedades mecânicas ( $E_c$  e  $f_c$ ) comparado ao utilizado para elaborar os corpos de prova prismáticos foram registradas maiores tensões nos corpos de prova com geometria cilíndrica.



- *A perda de resistência do contato pós-pico nos corpos de prova foi de forma exponencial.* Esta tendência foi observada em todos os ensaios experimentais realizados. Depois da ruptura da resistência do contato, as tensões de aderência diminuíram de forma exponencial até atingir um valor residual.
- *A rigidez do contato não apresentou variações significativas com o aumento do confinamento da barra por meio do aumento do cobrimento de concreto.* Os resultados do cálculo da rigidez do contato dos corpos de prova da Etapa II confirmam que quando aumentou o diâmetro do corpo de prova a rigidez se mantém praticamente constante.

### **7.1.2 Em relação à modelagem numérica**

- *Os resultados do modelo proposto conseguiram representar com aceitável precisão o comportamento real da tensão de aderência.* Embora o modelo utilizado assume comportamento multilinear, o mesmo conseguiu simular a tendência das tensões. Em geral, no cálculo dos parâmetros foi cumprida a premissa de manter igual o trabalho realizado pelo deslizamento nas duas curvas (experimental e numérica) no domínio analisado.
- *Os valores de tensão máxima de aderência dos modelos numéricos ficaram em torno aos valores obtidos por meio da investigação experimental.* Em quase todos os modelos numéricos os valores de tensão máxima ficaram dentro da média dos valores experimentais. Neste sentido, os modelos conseguiram se aproximar com uma diferença menor em 5% aos valores reais obtidos em laboratório. Em contrapartida, nos modelos realizados para simular os ensaios da Etapa I não foi possível obter valores próximos aos reais porque nestes testes as barras apresentaram deformações consideráveis (escoamento) antes da ruptura do contato.
- *A tensão de aderência se comporta de forma aproximadamente constante ao longo do comprimento de ancoragem.* Como resultado da análise do comportamento da interface, foram registradas as tensões nos pontos de integração ao longo do comprimento de ancoragem. Estas tensões evoluem de forma similar para cada incremento de carga. Desta forma, os resultados obtidos são semelhantes aos obtidos por Cruz & Barros (2004) e Fonseca (2014), e diferentes ao comportamento teórico sugerido por MacGREGOR (2012)..

- *O comportamento ao longo do contato, antes e depois da ruptura da aderência, apresenta padrões opostos.* Antes da ruptura da aderência, os elementos de contato mais próximos ao ponto de aplicação da carga apresentam maiores tensões geradas pelo deslizamento da barra. Após o pico da curva de comportamento, os elementos de contato mais próximos ao ponto crítico não suportam as tensões provocadas pelo deslizamento da barra, nesse sentido, as tensões são transmitidas aos elementos menos solicitados para manter o equilíbrio da estrutura durante o ensaio de arrancamento.
- *Foi verificada a hipótese de deformação do comportamento do concreto durante o ensaio de arrancamento.* Nos modelos numéricos foi analisado o comportamento do concreto quando a barra desliza. Antes da ruptura da aderência, o concreto tende a expandir, produto do efeito de Poisson.

## 7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- *Realizar mais ensaios de arrancamento com uma gama maior de diâmetros de barra.* Neste sentido, é interessante conhecer o comportamento das tensões de aderência em barras de maior e menor diâmetro, todas comumente utilizadas em obras civis.
- *Avaliar outros parâmetros que influenciam na aderência com o fim de ampliar a bibliografia existente.* Na literatura são mencionados outros parâmetros que influenciam na resistência de aderência como por exemplo: resistência à compressão do concreto, confinamento do concreto por meio da colocação de estribos, tipo e estado superficial das barras, tipo de carregamento, etc.
- *Realizar ensaios de aderência com outras configurações de ensaios.* Neste sentido, a ACI Committee 408 (1991) recomenda outras configurações de ensaios que conseguem representar de forma mais realista o campo de tensões que aparecem nas barras, por exemplo, “*beam end test*” e “*beam anchorage test*”.
- *Avaliar e quantificar o nível de confinamento.* Realizar ensaios de arrancamento onde seja possível medir o nível de confinamento nas barras de aço.
- *Utilizar outro tipo de modelo constitutivo para simular o comportamento do concreto na simulação numérica.* Utilizar um modelo constitutivo que leve em conta o comportamento não linear do concreto e a mudança da rigidez produto da fissuração do mesmo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *408R* (2003). Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension Reported: Clasificação. USA.
- \_\_\_\_\_. *318* (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete: Clasificação. USA.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739* (2007). Ensaio de Compressão de Corpos de Crova Cilíndricos: Clasificação. Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_. *NBR 6118* (2014). Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento: Clasificação. Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_. *NBR 7222* (2010). Argamassa e Concreto - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de C.P. Cilíndricos: Clasificação. Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_. *NBR 8522* (2008). Concreto\_Determinação do módulo elástico de elasticidade à compressão: Clasificação. Rio de Janeiro.
- Albarwary, I. H. M.; Haido, J. H. (2013). Bond Strength of Concrete With the Reinforcement Bars Polluted With Oil. *European Scientific Journal*, v. 9, n. 6, pp. 255–272,.
- ARTEAGA, D. I. (2015). *Otimização de estruturas reticuladas utilizando algoritmos genéticos*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Brasília-DF, 115 p.
- AS 3600. Concrete Structures (2009). Australian Standard. Australia:AS.
- Barbosa, M. T. G.; Filho, S. S. (2013). Investigation of Bond Stress in Pull Out Specimens with High Strength Concrete. *Global Journal of Researches in Engineering Civil And Structural Engineering*, v. 13, n. 3, 10 p.
- Bazant, Z. P.; Sener, S. (1989). Size Effect in Pullout Tests. *ACI Material Journal*, v. 38, n. 85, pp. 347–351.
- Bezanson, J.; Karpinski, S.; Shah, V. B.; Edelman, A. (2012). Julia, A Fast Dynamic Language for Technical Computing. *Report*, New York / USA.
- Bigaj, A. J. (1999). Structural Dependence of rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs, Delft University of Technology, USA.

- Bresler, B.; Bertero, V. V. (1968). Behavior of reinforced concrete under repeated load. *ASCE, Journal of the Structural Division*, v. 94, n. ST6, pp. 1567-1590.
- Brisotto, D. (2011). *Um Modelo Elasto-Plástico para a Análise da Aderência em Peças de Concreto Armado*, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 115 p.
- Caetano, L. F. (2008). *Estudo do Comportamento da ADERENCIA em Elementos de Concreto Armado Submetidos a corrosão e Elevadas Temperaturas*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 153 p.
- Caneiro, J. A. H. (2010). *Hormigón Estructural . Diseño por Estados Límites*. Editorial Cubana, Cuba. 689 p.
- Casanova, A.; Jason, L.; Davenne, L. (1012). Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures. *Engineering & Structures*, v. 39, pp. 66-78.
- CEB-FIP. Model Code 90. Comité Euro-International du Béton (2010) Europa:CEB.
- Cox, J. V.; Herrmann, L. R. (1998). Development of a Plasticity Bond Model for Steel Reinforcement. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, v. 4, pp. 155–180.
- Cruz, J. S.; Barros, J. (2004). Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete. *Computers and Structures*, v. 82, n. 1719, pp. 1513–1521.
- Darwin, D.; McCabe, S. L.; Idun, E. K.; Schoenekase, S. P. (1992). Development Length Criteria: Bars Not Confined by Transverse Reinforcement. *ACI Structural Journal*, v. 89, n. 6, pp. 709–720.
- Ducatti V.A.(1993). *Concreto d elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura*, 1993. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 259 p.
- Durand, R. (2008). *Análise tridimensional de estruturas geotécnicas submetidas a reforço e drenagem*, Tese de Doutorado. Universidade de Brasília, Brasília-DF, 153 p.
- Durand, R.; Farias, M. (2012). Nonlinear joint element for the analysis of reinforcement bars using finite elements. *10th World Congress on Computational Mechanics*.
- Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. (1983). *Local bond stress-slip relationships of*

*deformed bars under generalized excitations*. University of California, Los Angeles.

Esfahani, M. R.; Rangan, B. V. (1998). Bond between Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC) and Reinforcing Bars in Splices in Beams. *ACI Structural Journal*, v. 95, n. 3, pp. 272–280.

Fernandes, D.V. (2011). *Estudo da aderência de barras de aço coladas ao concreto com resina Epóxi*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, 160 p.

Fernandes, R. M. (2000). *A Influência das Ações Repetidas na Aderência Aço-Concreto*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 155 p.

Fonseca, A. M. (2014). *Método dos Elementos Aplicados na simulação numérica do arrancamento de armaduras*, Disertação de Mestrado, Universidade Nova De Lisboa (UNL), Lisboa, 61 p.

França, V. H. (2004). *Aderência Aço-Concreto – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha*. Disertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista (UNESP), São Paulo, 128 p.

Fusco, P. B. (1995). *Técnica de armar as estruturas de concreto armado*. São Paulo: Editora Pini, p.135–195.

Goto, Y. (1971). Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars. *ACI Journal Proceedings*, v. 68, n. 4, pp. 244–251.

Hadi, M. N. S. (2008). Bond of High Strength Concrete with High Strength Reinforcing Steel. *The Open Civil Engineering Journal*, v. 2, pp. 143–147.

Jendele, L.; Cervenka, J. (2006). Finite element modelling of reinforcement with bond. *Computers and Structures*, v. 84, pp. 1780–1791.

Krishnakumar, S.; Sam, A.; Jayasree, S.; Thomas, J. (2013). Bond strength of concrete containing crushed concrete aggregate (CCA). *American Journal of Engineering Research (AJER)*, v. 1, pp. 1–6.

Kwak, H. G.; Filippou, F. C. (2010). *Finite Element Analysis Of Reinforced Concrete*

*Structures Under Monotonic Loads, Report No. UCB/SEMM-90/14.* University of California, Berkeley / USA, 120 p.

Leonhardt, F.; Momming, E. (1979). Construções de concreto. *Rio de Janeiro: Interciência*, v. 6.

LI, T. P. P. (2014). Splitting Failure of Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, v. 140, n. 3, pp. 132-144.

MacGREGOR, J. G. (2012). *Reinforced Concrete. Mechanics & Design.* Sixth Edited. New Jersey, USA.

Marian Sabău, T. O. (2013). Effect Of Confinement On Bond Strength Between Self-Compacting Concrete And Reinforcement. , v. 1, n. LXIII, pp. 595–603.

Montoya, P. J.; Meseguer, Á. G.; Cabré, F. M. (2001). *Hormigón armado.* 14 Edición ed. Barcelona.

Murcia-Delso, J.; Shing, P. B. (2015). Bond-Slip Model for Detailed Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, v. 141, n. 4, pp. 1–10.

NC 207. Requisitos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón (2003). La Habana, Cuba: NC.

Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; Breen, J. E. (1977). A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 74, n. 3, pp. 114–122.

Paraview®. *Download.* Disponível em: <<http://www.paraview.org/download/>>. Acesso em: 09 agosto 2015.

Phan, T. S.; Tailhan, J.-L.; Rossi, P.; Bressolette, P.; Mezghani, F. (2012). Numerical modeling of the rebar/concrete interface: case of the flat steel rebars. *Materials and Structures*, pp. 1011–1025.

Pothisiri, T.; Panedpojaman, P. (2012). Modeling of bonding between steel rebar and concrete at elevated temperatures. *Construction and Building Materials*, v. 27, n. 1, p.

130–140. Elsevier Ltd.

- Prieto Castillo, M. L. (2012). *Ensaio de Arrancamento e Cisalhamento em Descontinuidades Reforçadas com Barras de Aço*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 177 p.
- Ramezani, M.; Vilches, J.; Neitzert, T. (2014). Experimental and numerical analysis pull-out strength of steel strip in foam concrete. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, v. 17, n. January 2014, pp. 982–1001.
- Rao, G. A.; Pandurangan, K.; Sultana, F. (2004). Studies on the pull-out strength of ribbed bars in high - strength concrete.
- Del Río J. D. (2015). *Aplicação do Método de Elementos Finitos Semi-Embutidos na Simulação de Vigas de Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 100 p.
- Sá, J. M. A. (2008). Avaliação da aderência ao betão de varões de aço galvanizado ou com revestimento epoxídico, p. 1–10.
- Stang, H.; Li, Z.; Shah, S. P. (1991). Pullout problem: Stress vs Fracture mechanical approach. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 116, n. 10, pp. 2136–2150.
- Tastani, S. P.; Pantazopoulou, S. (2002). Experimental Evaluation of the Direct Tension-Pullout Bond Test. *Proceedings of the Bond in Concrete from Research to Standards*, pp. 1–8.
- Tavares, A. J. (2012). *Aderência Aço-Concreto: Análise Numérica Dos Ensaio Pull-Out E Apulot*, 2012. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista (UNESP), São Paulo, 141 p.
- Tepfers, R. (1979). Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, v. 31, n. 106, pp. 3–12.
- Toshiyuki Kanakubo, H. H. (2015). Bond-Splitting Strength of Reinforced Strain-Hardening Cement Composite Elements with Small Bar Spacing. *ACI Structural Journal*, v. 112, n. 2, pp. 10.

- Valente, M. (2012). Bond Strength between Corroded Steel Rebar and Concrete. *International Journal of Engineering and Technology*, v. 4, n. 5, pp. 653–656.
- Webb, L.; Gilg, J.; Feest, T.; Fogarty, D. (2011). Chapter 4: Concrete-Steel Bond Model. *Nephron Clinical practice*, v. 119, p. c85–96.
- Yalciner, H.; Eren, O.; Sensoy, S. (2012). An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level. *Cement and Concrete Research*, v. 42, n. 5, pp. 643–655.
- Yamamoto, S. L.(2008). Numerical and Experimental Study On Pull-out Behaviour of Stud Shear Connector Embedded in Concrete.
- Yeih, W.; Huang, R.; Chang, J. J.; Yang, C. C. (1997). A pullout test for determining interface properties between rebar and concrete. *Advanced Cement Based Materials*, v. 5, n. 96, pp. 57–65.