

**ANALISE DA ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E CONCRETOS
(CC, CAA E CAAFA), SOB INFLUÊNCIA DE AÇÕES
MONOTÔNICAS E CÍCLICAS.**

FREDY ENRIQUE GARZÓN REYES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.



Orientadora: Prof^a. Associada. **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 27/04/09

Ass: *Anna Cláudia*

São Carlos

2009

Class.	TESE
Cult.	7050
Tombo	1087109
Sysno	1737027

31190112248

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

G245a Garzón Reyes, Fredy Enrique
Análise da aderência entre barras de aço e concretos (CC, CAA e CAAFA), sob influência de ações monotônicas e cíclicas / Fredy Enrique Garzón Reyes ; orientador Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs. -- São Carlos, 2009.

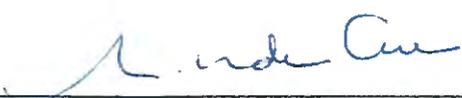
Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

1. Aço concreto - aderência. 2. Concreto auto-adensável. 3. Fibras de aço. 4. Ações montônicas. 5. Ações cíclicas. I. Título.

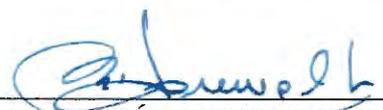
FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro FREDY ENRIQUE GARZÓN REYES

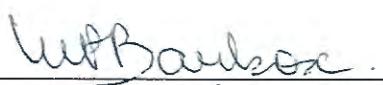
Dissertação defendida e julgada em 06/04/2009 perante a Comissão Julgadora:



Prof.^a. Associada **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS (Orientadora)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado



Prof. Dr. **JOSÉ SAMUEL GIONGO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado



Prof.^a. Associada **MÔNICA PINTO BARBOSA**
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/Campus de Ilha Solteira/UNESP) Aprovado



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

*Dedico
a minha mãe (†),
a meu pai e
a minha querida esposa Tatiana
pelo amor, apoio e conselhos*

AGRADECIMENTOS

A DEUS por tudo, por guiar a minha vida agradeço hoje e sempre.

A minha Mãe e Amiga Dorita (Q.E.P.D.) pelo dom de minha vida e que hoje desde o céu me guia com sua luz para ser cada dia melhor.

Ao meu Pai e Amigo Eliecer pelo amor, conselhos, apoio, força e formação durante minha vida.

À minha Orientadora, Professora Ana Lúcia pela oportunidade, confiança e amizade.

Ao meu amigo Fernando pela colaboração nesta pesquisa e conselhos em meus momentos mais difíceis.

Especialmente a minha pequena família Tatiana (a Corita) e Lupe pelo seu amor, carinho e apoio e ainda esperando crescer.

A meus irmãos Oscar e Diana e minhas sobrinhas Velentina e Sofia pelo exemplo de vida e incentivo (superando a grande distância da Colômbia).

A meus amigos e mais Alida, Dra. Andréa e Miguel (Q.E.P.D.), pelo amor e apoio para ajudar-me a conquistar meus objetivos.

A meus amigos de São Carlos Dona Beth e Don Pedro.

A todos os professores do Departamento de Engenharia de Estruturas.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas Rosi, Maria Nadir, Eli, Sylvia, Raquel, Toninho, Masaki, Paccola e Melina.

Ao pessoal técnico do Laboratório do Departamento de Engenharia de Estruturas Fabiano, Luis Vareda, Mario, Amaury, Mauri, Romeo e Renato.

A meus colegas de mestrado do Departamento de Engenharia de Estruturas que ingressaram junto comigo em especial César (Peru) e Jesús Daniel (Sincelejo).

Aos membros da banca examinadora presentes na qualificação e na defesa, pela atenção, sugestões e críticas na avaliação desta pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, pela oportunidade e suporte no desenvolvimento desta pesquisa.

À CAPES e CNPq pela concessão da bolsa de mestrado.

A FAPESP pelo suporte financeiro do projeto temático.

E a todos aqueles que fizeram que este sonho se tornasse realidade.

Hoje e sempre Obrigado a todos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

RESUMO

ABSTRACT

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	39
1.1 Considerações Iniciais	39
1.2 Objetivo	41
1.3 Metodologia	42
1.4 Conteúdo do trabalho	43
CAPÍTULO 2 – ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E BARRAS DE AÇO	45
2.1 Considerações Iniciais	45
2.2 Generalidades	46
2.3 Tipos de Aderência	48
2.3.1 Aderência por adesão	48
2.3.2 Aderência por atrito	49
2.3.3 Aderência mecânica	50

2.4	Mecanismos de Ruptura da Aderência	51
2.5	Fatores que Influenciam o Comportamento da Aderência Sob Carregamento Cíclico	53
2.6	Consideração Sobre Ensaios de Aderência	59
2.7	Ensaios de Resistência de Aderência	62
2.7.1	Ensaios monotônicos	63
2.7.2	Ensaios cíclicos	65
2.8	Comentários sobre as pesquisas desenvolvidas	66
2.9	Considerações Finais	67

CAPÍTULO 3 – CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL **69**

3.1	Considerações Iniciais	69
3.2	Generalidades	71
3.2.1	Capacidade de passagem	72
3.2.2	Capacidade de preenchimento	73
3.2.3	Resistência à segregação	73
3.3	Análise de Limites para Ensaios de CAA	76
3.4	Materiais	77
3.4.1	Cimento	78
3.4.2	Agregados miúdos	79
3.4.3	Agregados graúdos	80
3.4.4	Superplastificante	81
3.4.5	Sílica ativa	83
3.4.6	Minerais Filler	84
3.4.7	Aço	85
3.5	Ensaios de verificação e aprovação da mistura de CAA	88
3.5.1	Ensaio de miniabatimiento e Funil Marsh	88
3.5.2	Ensaio de espalhamento (Slump flow test)	89
3.5.3	Ensaio de funil-V (V-funnel test)	90
3.5.4	Ensaio de caixa-L (L-box test)	91
3.5.5	Ensaio de anel-J (J-ring test)	92
3.5.6	Ensaio de caixa-U (U-box test)	92
3.5.7	Ensaio de alto-adensamento do concreto	93
3.5.8	Ensaio de tubo-U (U-pipe test)	94
3.5.9	Ensaio de segregação para CAA	95

3.6	Generalidades das Fibras para CAA	97
3.6.1	Tipos de fibras	97
3.6.2	Tipos de fibras de aço	98
3.6.3	Volume crítico de fibras	101
3.6.4	Comprimento crítico (l_c)	101
3.7	Determinação do Concreto Auto-Adensável com Fibra de Aço (CAAFA)	102
3.8	Considerações Finais	105
 CAPÍTULO 4 – AÇÕES MONOTÔNICAS E CÍCLICAS		107
4.1	Considerações Iniciais	107
4.2	Generalidades	108
4.3	Ações Monotônicas	109
4.4	Ações Cíclicas	114
4.4.1	Ação cíclica repetida ou unidirecional	116
4.4.2	Ação cíclica alternada	118
4.5	Considerações Finais	123
 CAPÍTULO 5 – INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL		127
5.1	Considerações Iniciais	127
5.2	Geometria dos Modelos de Arrancamento e Montagem	130
5.3	Instrumentação e Equipamento Utilizado para os Ensaios dos Modelos de Arrancamento	132
5.4	Materiais Utilizados no Traço dos Concretos	134
5.5	Dosagem dos Materiais	137
5.5.1	Concretos Convencionais (CC)	139
5.5.2	Concretos Auto-Adensáveis (CAA)	139
5.5.3	Concretos Auto-Adensáveis com Fibras Aço (CAAFA)	140
5.6	Ensaio de Caracterização dos Concretos	140
5.6.1	Ensaio de resistência à compressão (f_c)	141
5.6.2	Ensaio de tração na compressão diametral (f_{ct}) (splitting test)	142
5.6.3	Módulo de elasticidade (E_c)	143
5.6.4	Coefficiente de Poisson	145
5.6.5	Módulo de elasticidade transversal	145
5.7	Aplicação do Carregamento	145
5.8	Procedimento de Ensaio de Arrancamento	146

5.9	Tipos de Ruptura	147
5.10	Ensaio Preliminar (Piloto)	148
5.10.1	Serie 1 CAAP M - 10 mm - 30 MPa	148
5.10.2	Serie 2 CAAP M - 10 mm - 60 MPa	151
5.10.3	Serie 3 CAAP M - 16 mm - 30 MPa	154
5.10.4	Serie 4 CAAP M - 16 mm - 60 MPa	157
5.11	Ensaio Concreto Convencional	160
5.11.1	Serie 5 CC M - 10 mm - 30 MPa	160
5.11.2	Serie 6 CC M - 10 mm - 60 MPa	162
5.11.3	Serie 7 CC M - 16 mm - 30 MPa	165
5.11.4	Serie 8 CC M - 16 mm - 60 MPa	168
5.12	Ensaio Concreto Auto-Adensável	171
5.12.1	Serie 9 CAA M - 10 mm - 30 MPa	171
5.12.2	Serie 10 CAA M - 10 mm - 60 MPa	174
5.12.3	Serie 11 CAA M - 16 mm - 30 MPa	177
5.12.4	Serie 12 CAA M - 16 mm - 60 MPa	180
5.13	Ensaio Concreto Auto-Adensável com Fibras de aço	183
5.13.1	Serie 13 CAAFA M - 10 mm - 30 MPa	183
5.13.2	Serie 14 CAAFA M - 10 mm - 60 MPa	185
5.13.3	Serie 15 CAAFA M - 16 mm - 30MPa	185
5.13.4	Serie 16 CAAFA M - 16 mm - 60MPa	191
5.14	Considerações Finais	194

CAPÍTULO 6 – ANÁLISE DOS RESULTADOS **197**

6.1	Considerações Iniciais	197
6.2	Propriedades mecânicas dos concretos	198
6.3	Parâmetros Estatísticos Analisados	201
6.3.1	Média	202
6.3.2	Desvio Padrão	202
6.3.3	Coeficiente de Variação	202
6.3.4	Bias Fator (λ)	202
6.4	Comparações das Propriedades Mecânicas dos Concretos	202
6.5	Propriedades dos Concretos e Aços	204
6.6	Resultados de Ensaio de Aderência Sob Carregamentos Monotônicos	205
6.7	Comparação de Resultados de Ensaio de Aderência Sob	

Carregamentos Monotônicos	214
6.8 Resultados de Ensaios da Aderência Sob Carregamentos Cíclicos	217
6.9 Deterioração da Tensão de Aderência	217
6.10 Comparações de Resultados de Ensaios de Aderência Sob Carregamentos Cíclicos	234
6.10.1 Cíclicos 1	234
6.10.2 Cíclicos 2	237
6.11 Considerações Finais	240
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÃO	241
7.1 Comentários Sobre os Resultados Obtidos	241
7.2 Conclusões	242
7.2.1 Ensaios monotônicos	243
7.2.2 Ensaios cíclicos	243
7.3 Propostas de Futuras Pesquisas	244
BIBLIOGRAFIA	247

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Definição de tensão de aderência.....	46
Figura 2.2 Aderência por adesão.....	49
Figura 2.3 Aderência por atrito.....	49
Figura 2.4 Aderência mecânica.....	50
Figura 2.5 Mecanismos de ruptura da aderência.....	52
Figura 2.6 Falha por arrancamento.....	52
Figura 2.7 Ruptura de falha.....	53
Figura 2.8 Influência do diâmetro da barra na resistência de aderência.....	55
Figura 2.9 Influência da posição das barras de acordo ao concretagem na aderência.....	57
Figura 2.10 Curva teórica tensão de aderência vs deslizamento.....	59
Figura 2.11 Tensões principais no ensaio de arrancamento padrão.....	62
Figura 2.12 Tensões principais - adaptado de Leonhardt e Mönning (1982) para ensaio cíclico alternado.....	62
Figura 2.13 Curva tensão de aderência versus deslizamento para carregamento monotônico.....	63
Figura 2.14 Comportamento da aderência devido ao carregamento de baixo-ciclo.....	66
Figura 3.1 Necessidade por um concreto auto-adensável.....	70
Figura 3.2 Comparação entre concreto auto-adensável e concreto convencional.....	70
Figura 3.3 Capacidade de passagem.....	72
Figura 3.4 Modelo Newtoniano.....	75

Figura 3.5 Modelo de Bingham.....	75
Figura 3.6 Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (Ciminas CP V ARI FÁCIL).....	78
Figura 3.7 Agregado miúdo.....	80
Figura 3.8 Agregados Graúdos.....	81
Figura 3.9 Superplastificante de 3° geração, baseado em Policarboxilatos.....	82
Figura 3.10 Sílica ativa.....	83
Figura 3.11 Filler (pó de calcário).....	85
Figura 3.12 Barras de aços com resistência de escoamento de 500 MPa (16 mm e 10 mm).....	86
Figura 3.13 Diagrama tensão deformação de aços tratados a quente.....	87
Figura 3.14 Ensaio de Funil Marsh e miniabatimento.....	88
Figura 3.15 Modelo para ensaio de Espalhamento (<i>Slump-flow Test</i>).....	89
Figura 3.16 Modelo para ensaio do funil-V (<i>V-Funnel Test</i>).....	90
Figura 3.17 Modelo para ensaio caixa-L (<i>L-box Test</i>).....	91
Figura 3.18 Modelo para ensaio Anel-J (<i>J- Ring Test</i>).....	92
Figura 3.19 Modelo para ensaio caixa-U (<i>U-box Test</i>).....	93
Figura 3.20 Modelo de ensaio de alto-adensamento.....	94
Figura 3.21 Ensaio Tubo U, Posições de extração das amostras.....	94
Figura 3.22 Modelo para ensaio de segregação de peneira (<i>Sieve segregation test</i>).....	96
Figura 3.23 Fibras de Polipropileno e de aço para concreto.....	98
Figura 3.24 Fibras de aço de 13 mm e 25 mm.....	99
Figura 3.25 Propriedades geométricas.....	99
Figura 3.26 Volume crítico de fibra.....	101
Figura 3.27 Comprimento crítico.....	102
Figura 3.28 Esquema de otimização para o CAAFA.....	103
Figura 4.1 Relação analítica entre tensão de aderência e deslizamento sob carregamento monotônico.....	110
Figura 4.2 Mecanismo de aderência monotônica.....	113

Figura 4.3 Mecanismos de aderência cíclica.....	116
Figura 4.4 Aderência típica de falha de fadiga.....	117
Figura 4.5 Relação entre tensão de aderência e deslizamento para carregamento cíclico alternado.....	118
Figura 4.6 Curvas τ_b^{-s} para diferentes amplitudes de deslizamento.....	120
Figura 4.7 Comparação curvas τ_b^{-s} sob ações monotônica e cíclica alternada (a) sem inversão do deslizamento; (b) com inversão do deslizamento.....	121
Figura 4.8 Resultados experimentais com inversão de deslizamento controlado (db = 16 mm (barra nervurada), $f_y=400$ MPa, $f_c = 25$ MPa, $l_b = 2db$): (a) curva força-deslizamento; (b) deterioração da tensão máxima de aderência; (c) deterioração da tensão máxima de atrito.....	122
Figura 4.9 Efeito de número de ciclos na curva tensão de aderência – deslizamento.....	123
Figura 5.1 Modelo Rilem-Ceb-Fib (1973).....	130
Figura 5.2 Modelo de corpos de prova para ensaios de arrancamento com barras de 10 mm e 16 mm.....	131
Figura 5.3 Corpo-de-prova com barras de aço de 10 mm e 16 mm.....	131
Figura 5.4 Montagem e instrumentação para ensaios na máquina universal.....	132
Figura 5.5 Montagem para a máquina INSTRON.....	132
Figura 5.6 (a) Máquina universal de ensaios mecânicos servo-hidráulica Modelo 8506 (b) Máquina universal de ensaios mecânicos servo-hidráulica Modelo 5595300 HVL (c) Máquinas hidráulicas elétricas (d) Misturador de argamassa (e) Balança digital.....	133
Figura 5.7 Diagramas tensão deformação para aços de 10 mm e 16 mm.....	137
Figura 5.8 Modelos para determinação do ponto de saturação Método de Aitci., para concreto de f_c 30 MPa.....	138
Figura 5.9 Modelos para determinação do ponto de saturação Método de Aitci., para concreto de f_c 60 MPa.....	138

Figura 5.10 Resistência do concreto à compressão.....	142
Figura 5.11 Ensaio de tração na compressão diametral.....	142
Figura 5.12 Módulo de Elasticidade (E) ou de Deformação Longitudinal.....	144
Figura 5.13 Módulo de Deformação Tangencial Inicial (E_{ci}).....	144
Figura 5.14 (a) Montagem do Corpo-de-prova com barras de aço de 10 mm (b) Montagem do Corpo-de-prova com barras de aço de 16 mm.....	146
Figura 5.15 Tipos de Ruptura.....	147
Figura 5.16 Ruptura o fendilhamento do concreto.....	147
Figura 5.17 Ruptura por deslizamento da barra	147
Figura 5.18 Ruptura do concreto por flambagem da barra de aço.....	147
Figura 5.19 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAP M – 10mm - 30MPa) (b) Fotos de ruptura.....	148
Figura 5.20 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C1 - 10mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	149
Figura 5.21 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C2 - 10mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	150
Figura 5.22 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAP M - 10mm - 60MPa) (b) Fotos de ruptura.....	151
Figura 5.23 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C1 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	152
Figura 5.24 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C2 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	153

Figura 5.25 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAP M - 16mm - 30MPa) (b) Fotos de ruptura.....	154
Figura 5.26 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C1 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	155
Figura 5.27 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C2 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	156
Figura 5.28 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAP M - 16mm - 60MPa) (b) Fotos de ruptura.....	157
Figura 5.29 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C1 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	158
Figura 5.30 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C2 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	159
Figura 5.31 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CC M - 10mm - 30MPa) (b) Fotos de ruptura.....	160
Figura 5.32 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CC C1 - 10mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	161
Figura 5.33 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CC M - 10mm - 60MPa) (b) Fotos de ruptura.....	162
Figura 5.34 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CC C1 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	163

Figura 5.35 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CC C2 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	164
Figura 5.36 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CC M - 16mm - 30MPa) (b) Fotos de ruptura.....	165
Figura 5.37 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CC C1 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	166
Figura 5.38 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CC C2 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	167
Figura 5.39 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CC M - 16mm - 60MPa) (b) Fotos de ruptura.....	168
Figura 5.40 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CC C1 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	169
Figura 5.41 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CC C2 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	170
Figura 5.42 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAA M - 10mm - 30MPa) (b) Fotos de ruptura.....	171
Figura 5.43 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAA C1 - 10mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	172
Figura 5.44 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAA C2 - 10mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	173

Figura 5.45 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAA M - 10mm - 60MPa) (b) Fotos de ruptura.....	174
Figura 5.46 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAA C1 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	175
Figura 5.47 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAA C2 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	176
Figura 5.48 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAA M - 16mm - 30MPa) (b) Fotos de ruptura.....	177
Figura 5.49 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAA C1 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	178
Figura 5.50 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAA C2 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	179
Figura 5.51 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAA M - 16mm - 60MPa) (b) Fotos de ruptura.....	180
Figura 5.52 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAA C1 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	181
Figura 5.53 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAA C2 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	182
Figura 5.54 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAFA M - 10mm - 30MPa) (b) Foto de ruptura.....	183

Figura 5.55 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAFa C1 - 10mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	184
Figura 5.56 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAFa M - 10mm - 60MPa) (b) Foto de ruptura.....	185
Figura 5.57 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAFa C1 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	186
Figura 5.58 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAFa C2 - 10mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	187
Figura 5.59 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAFa M - 16mm - 30MPa) (b) Foto de ruptura.....	188
Figura 5.60 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAFa C1 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	189
Figura 5.61 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAFa C2 - 16mm - 30MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	190
Figura 5.62 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAFa M - 16mm - 60MPa) (b) Foto de ruptura.....	191
Figura 5.63 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAFa C1 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	192
Figura 5.64 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAFa C2 - 16mm - 60MPa) (b) Histórico de força (c) Histórico de deslizamento (d) Fotos de ruptura.....	193
Figura 6.1 Esquemas de combinação de variáveis de ensaios.....	198

Figura 6.2 Ensaaios de resistência à compressão (f_c) aos 7, 14 e 28 dias, em concretos de resistência moderada (30 MPa).....	199
Figura 6.3 Ensaaios de resistência à compressão (f_c) aos 7, 14 e 28 dias, em concretos de resistência alta (60 MPa).....	199
Figura 6.4 Ensaaios de resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}), aos 28 dias, para concretos de resistência moderada (30 MPa).....	200
Figura 6.5 Ensaaios de resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}) aos 28 dias, para concretos de resistência alta (60 MPa).....	200
Figura 6.6 Ensaaios de módulo de elasticidade (E_c) com concretos de resistência moderada (30 MPa) aos 28 dias.....	201
Figura 6.7 Ensaaios de módulo de elasticidade (E_c) com concretos de resistência alta (60 MPa) aos 28 dias.....	201
Figura 6.8 Ensaaios de resistência à compressão (f_c) aos 28 dias por tipos de resistências (30 MPa e 60 MPa).....	203
Figura 6.9 Ensaaios de resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}) aos 28 dias por tipos de resistência (30 MPa e 60 MPa).....	203
Figura 6.10 Ensaaios de módulo de elasticidade (E_c) de concreto aos 28 dias por tipos de resistência (30 MPa e 60 MPa).....	204
Figura 6.11 Diagramas da tensão x deformação para aços de 10 mm e 16 mm.....	204
Figura 6.12 (a) Ensaaios monotônicos para os modelos 30 MPa - 10 mm (b) Força última alcançada para os modelos 30 MPa - 10 mm (c) Deslizamento último alcançado para os modelos 30 MPa - 10 mm (d) Tensão última para os modelos 30 MPa - 10 mm.....	207
Figura 6.13 (a) Ensaaios monotônicos para os modelos 60 MPa - 10 mm (b) Força última alcançada para os modelos 60 MPa - 10 mm (c) Deslizamento último alcançado para os modelos 60 MPa - 10 mm (d) Tensão última para os modelos 60 MPa - 10 mm.....	209

Figura 6.14 (a) Ensaaios monotônicos para os modelos 30 MPa - 16 mm (b) Força última alcançada para os modelos 30 MPa - 16 mm (c) Deslizamento último alcançado para os modelos 30 MPa - 16 mm (d) Tensão última para os modelos 30 MPa - 16 mm.....	211
Figura 6.15 (a) Ensaaios monotônicos para os modelos 60 MPa - 16 mm (b) Força última alcançada para os modelos 60 MPa - 16 mm (c) Deslizamento último alcançado para os modelos 60 MPa - 16 mm (d) Tensão última para os modelos 60 MPa - 16 mm.....	213
Figura 6.16 Agrupamento de ensaios monotônicos por força última e tipos de modelos de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 30MPa-16mm).....	215
Figura 6.17 Agrupamento de ensaios monotônicos por deslizamento último e tipos de modelos de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	215
Figura 6.18 Agrupamento de ensaios monotônicos por tensão última e tipos de modelos de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	216
Figura 6.19 CAAFA C1 30 MPa-10 mm.....	218
Figura 6.20 CAA C1 30 MPa-10 mm.....	218
Figura 6.21 CC C1 30 MPa-10 mm.....	218
Figura 6.22 CAAP C1 30 MPa-10 mm.....	218
Figura 6.23 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm.....	219
Figura 6.24 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm.....	219
Figura 6.25 CAAFA C2 30 MPa-10 mm.....	220
Figura 6.26 CAA C2 30 MPa-10 mm.....	220
Figura 6.27 CC C2 30 MPa-10 mm.....	220
Figura 6.28 CAAP C2 30 MPa-10 mm.....	220

Figura 6.29 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAF- CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-10 mm.....	221
Figura 6.30 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAF-CAA-CC- CAAP) C2 30 MPa-10 mm.....	221
Figura 6.31 CAAFA C1 60 MPa-10 mm.....	222
Figura 6.32 CAA C1 60 MPa-10 mm.....	222
Figura 6.33 CC C1 60 MPa-10 mm.....	222
Figura 6.34 CAAP C1 60 MPa-10 mm.....	222
Figura 6.35 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAF- CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-10 mm.....	223
Figura 6.36 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAF-CAA-CC- CAAP) C1 60 MPa-10 mm.....	223
Figura 6.37 CAAFA C2 60 MPa-10 mm.....	224
Figura 6.38 CAA C2 60 MPa-10 mm.....	224
Figura 6.39 CC C2 60 MPa-10 mm.....	224
Figura 6.40 CAAP C2 60 MPa-10 mm.....	224
Figura 6.41 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAF- CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-10 mm.....	225
Figura 6.42 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAF-CAA-CC- CAAP) C2 60 MPa-10 mm.....	225
Figura 6.43 CAAFA C1 30 MPa-16 mm.....	226
Figura 6.44 CAA C1 30 MPa-16 mm.....	226
Figura 6.45 CC C1 30 MPa-16 mm.....	226
Figura 6.46 CAAP C1 30 MPa-16 mm.....	226
Figura 6.47 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAF- CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-16 mm.....	227
Figura 6.48 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAF-CAA-CC- CAAP) C1 30 MPa-16 mm.....	227

Figura 6.49 CAAFA C2 30 MPa-16 mm.....	228
Figura 6.50 CAA C2 30 MPa-16 mm.....	228
Figura 6.51 CC C2 30 MPa-16 mm.....	228
Figura 6.52 CAAP C2 30 MPa-16 mm.....	228
Figura 6.53 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA- CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-16mm.....	229
Figura 6.54 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC- CAAP) C2 30 MPa-16 mm.....	229
Figura 6.55 CAAFA C1 60 MPa-16 mm.....	230
Figura 6.56 CAA C1 60 MPa-16 mm.....	230
Figura 6.57 CC C1 60 MPa-16 mm.....	230
Figura 6.58 CAAP C1 60 MPa-16 mm.....	230
Figura 6.59 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA- CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-16 mm.....	231
Figura 6.60 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC- CAAP) C1 60 MPa-16 mm.....	231
Figura 6.61 CAAFA C2 60 MPa-16 mm.....	232
Figura 6.62 CAA C2 60 MPa-16 mm.....	232
Figura 6.63 CC C2 60 MPa-16 mm.....	232
Figura 6.64 CAAP C2 60 MPa-16 mm.....	232
Figura 6.65 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA- CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-16 mm.....	233
Figura 6.66 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC- CAAP) C2 60 MPa-16 mm.....	233
Figura 6.67 Agrupamento de ensaios cíclico 1 por força última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	234
Figura 6.68 Agrupamento de ensaios cíclico 1 por deslizamento último e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	235

Figura 6.69 Agrupamento de ensaios cíclico 1 por tensão última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	236
Figura 6.70 Agrupamento de ensaios cíclico 2 por força última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	237
Figura 6.71 Agrupamento de ensaios cíclico 2 por deslizamento último e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	238
Figura 6.72 Agrupamento de ensaios cíclico 2 por tensão última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm).....	239

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Propriedades do CAA para vários tipos de aplicação - The European Guidelines for Self Compacting Concrete, - Specification, Production and Use, (2005).....	76
Tabela 3.2 Classificação usada nas Especificações CAA.....	77
Tabela 3.3 Classes de Espalhamentos.....	77
Tabela 3.4 Classes de Fluidiez.....	77
Tabela 3.5 Classes de Capacidade de Passagem.....	77
Tabela 3.6 Classes de Resistência à Segregação.....	77
Tabela 3.7 Composição Química do Cimento.....	79
Tabela 3.8 Composição Típica de Compostos de Vários Tipos de Cimento Portland.....	79
Tabela 3.9 Comparativo de tipos de cimentos entre as normas ASTM e NBR.....	79
Tabela 3.10 Propriedades mecânicas exigíveis de barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado ABNT NBR 7480: 2007.....	87
Tabela 3.11 Características mecânicas para diversos tipos de fibras.....	97
Tabela 3.12 Classificação e geometria das fibras de aço.....	100
Tabela 3.13 Requisitos especificados pela ABNT NBR 15530: 2007 para as fibras de aço.....	100
Tabela 3.14 Resultado dos ensaios do CAA em estado fresco.....	105
Tabela 3.15 Relações para CAA.....	106

Tabela 4.1 Parâmetros para definição da relação entre a tensão de aderência e o deslizamento em barras nervuradas.....	111
Tabela 4.2 Parâmetros para definição da relação entre tensão de aderência e deslizamento em barras lisas.....	112
Tabela 4.3 Formulações empregadas na determinação aproximada da resistência de aderência sob ações monotônicas.....	114
Tabela 5.1 Modelos e séries de corpos-de-prova.....	129
Tabela 5.2 Instrumentação e equipamento utilizado.....	133
Tabela 5.3 Propriedades físico-químicas do cimento.....	134
Tabela 5.4 Análise granulométrica de agregado miúdo ABNT NBR 7217: 1987.....	134
Tabela 5.5 Características do agregado graúdo.....	135
Tabela 5.6 Análise granulométrica de agregado graúdo ABNT NBR 7217: 1987.....	135
Tabela 5.7 Dados técnicos superplastificante GLENIUM 51.....	135
Tabela 5.8 Dados técnicos sílica ativa.....	136
Tabela 5.9 Propriedades físico-químicas do filler calcáreo.....	136
Tabela 5.10 Dados microfibras de aço.....	136
Tabela 5.11 Composição do Traço do CC por m ³	139
Tabela 5.12 Composição do Traço do CAA por m ³	139
Tabela 5.13 Composição do Traço do CAAFA por m ³	140
Tabela 5.14 Ensaio dos concretos em estado endurecido.....	194
Tabela 5.15 Resume tipos de ruptura e números de ciclos alcançados.....	195
Tabela 6.1 Ensaio de resistência à compressão (f_c).....	203
Tabela 6.2 Ensaio de resistência à tração (f_{ct}).....	203
Tabela 6.3 Ensaio de módulo de elasticidade (E_c).....	204
Tabela 6.4 Resultado de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 30 MPa – 10 mm.....	208
Tabela 6.5 Resultados de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 60 MPa – 10 mm.....	210

Tabela 6.6 Resultados de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 30 MPa – 16 mm.....	212
Tabela 6.7 Resultados de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 60 MPa – 16 mm.....	214
Tabela 6.8 Análises estatística, de força última para modelos monotônicos.....	215
Tabela 6.9 Análises estatística, de deslizamento último para modelos monotônicos.....	216
Tabela 6.10 Análises estatística, de tensão última para modelos monotônicos.....	216
Tabela 6.11 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm.....	218
Tabela 6.12 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm.....	218
Tabela 6.13 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C2 30 MPa-10 mm.....	220
Tabela 6.14 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) 30 C2 MPa-10 mm.....	220
Tabela 6.15 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C1 60 MPa-10 mm.....	222
Tabela 6.16 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C1 60 MPa-10 mm.....	222
Tabela 6.17 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C2 60 MPa-10 mm.....	224
Tabela 6.18 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C2 60 MPa-10 mm.....	224
Tabela 6.19 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C1 30 MPa-16 mm.....	226
Tabela 6.20 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAa-CC-CAAP) C1 30 MPa-16 mm.....	226

Tabela 6.21 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-16 mm.....	228
Tabela 6.22 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-16 mm.....	228
Tabela 6.23 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-16 mm.....	230
Tabela 6.24 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-16 mm.....	230
Tabela 6.25 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFa-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-16 mm.....	232
Tabela 6.26 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFa-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa- 16 mm.....	232
Tabela 6.27 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 1 por força última.....	234
Tabela 6.28 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 1 por deslizamento última.....	235
Tabela 6.29 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 1 por tensão última.....	236
Tabela 6.30 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 2 por força última.....	237
Tabela 6.31 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 2 por deslizamento última.....	238
Tabela 6.32 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 2 por tensão máxima.....	239

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira Registrada
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEB	Comité Euro-International du Béton
FIB	Fédération Internationale du Béton
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
RILEM	RÉUNION INTERNATIONALE DES LABORATOIRES D'ESSAIS ET DE RECHERCHES SUR LES MATÉRIAUX ET LES CONSTRUCTIONS
EUROCODE	European Code
USP	Universidade de São Paulo
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
CC	Concreto Convencional
CA	Concreto Armado
CAA	Concreto Auto-Adensável
CFA	Concreto com Fibra de Aço
CAAFA	Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço
SCC	Self-Compacting Concrete
SF	Slump – Flow

VS / VF	Viscosity
PA	Passing Ability
SR	Segregation Resistance
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{ci}	Módulo de Elasticidade Inicial
E_{cs}	Módulo de Elasticidade Secante
G_c	Módulo de elasticidade transversal
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
f_{ctk}	Resistência característica à tração do concreto
f_{ctm}	Resistência média à tração do concreto
f_y	Resistência ao escoamento do aço à tração
f_{yd}	Resistência ao escoamento do aço de cálculo
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço
ε_{yd}	Deformação específica de escoamento
ν	Coefficiente de Poisson
τ_b	Tensão de aderência, proposta no modelo da ACI COMMITTE 408 (2005)
d_b	Diâmetro nominal da barra, proposto no modelo da ACI COMMITTE 408 (2005)
A_b	Área da barra, proposta no modelo da ACI COMMITTE 408 (2005)
l_d	Comprimento de aderência ou desenvolvimento, proposto no modelo da ACI COMMITTE 408 (2005)
V_a	Aderência por adesão

V_f	Aderência por atrito
V_b	Aderência mecânica
τ	Tensão de aderência
s	Deslizamento entre o aço e o concreto
$\tau_{0,01}$	Tensão de aderência para deslizamento de 0.01 mm
$\tau_{0,1}$	Tensão de aderência para deslizamento de 0.1 mm
$\tau_{1,0}$	Tensão de aderência para deslizamento de 1.0 mm
τ_m	Tensão de aderência média de deslizamento
τ_A	Tensão de aderência sob a qual ocorrem as primeiras fissuras de aderência, segundo o modelo de TASSIOS (1979)
τ_B	Tensão de aderência sob a qual ocorrem as primeiras fissuras de fendilhamento, segundo o modelo de TASSIOS (1979)
τ_0	Resistência de aderência por adesão
τ_u	Tensão de aderência última
τ_r	Tensão de aderência residual
τ_{br}	Rango de tensão de aderência
τ_f	Resistência de atrito concreto-concreto
τ_b	Tensão de aderência. Nos ensaios de aderência corresponde ao valor médio
$\tau_b (n)$	Tensão de aderência correspondente ao deslizamento máximo depois de n ciclos em determinada direção
$\tau_b (n - 1/2)$	Tensão de aderência correspondente ao deslizamento máximo (controlado), imposto em uma determinada direção, imediatamente antes de um descarregamento
$\tau_f (n)$	Tensão de atrito depois do enésimo ciclo em determinada direção

$\tau_b (1+)$	Tensão de aderência correspondente ao deslizamento máximo (controlado) alcançado no primeiro ciclo à direita
S_u	Deslizamento inicial correspondente à tensão τ_u no modelo proposto pelo Código Modelo CEB-FIB 1990
S'_u	Deslizamento final correspondente à tensão τ_u no modelo proposto pelo Código Modelo CEB-FIB 1990
S_r	Deslizamento correspondente à tensão τ_r no modelo proposto pelo Código Modelo CEB-FIB 1990
α	Coefficiente

RESUMO

Garzón Reyes, F. E. (2009)- *Análise da aderência entre barras de aço e concretos (CC, CAA e CAAFA), sob influência de ações monotônicas e cíclicas*. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 253 p., São Carlos-SP, Brasil.

Atualmente, está cada vez mais comum a utilização de concretos de alto desempenho, em virtude de propriedades como durabilidade, resistência e trabalhabilidade. Esta situação requer maiores taxas de armadura, que resultam em locais de difícil concretagem, geralmente submetidos a ações monotônicas e cíclicas (e.g. nós de pórtico). Por este motivo, o desenvolvimento de um material que garanta a homogeneidade de seções transversais e da aderência entre a armadura e o concreto é indispensável. Uma alternativa técnica com grande potencial, o concreto auto-adensável é muito indicado para atingir essas propriedades, principalmente quando incorpora fibras de aço.

O propósito deste trabalho é comparar os resultados da resistência de aderência entre Concreto Comum (CC), Concreto Auto-Adensável (CAA) e Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA), quando submetidos a ações monotônicas e cíclicas.

No procedimento experimental desta pesquisa foram adotados os modelos de arrancamento padronizados pelo Rilem-Ceb-Fib (1973) e utilizadas barras de aço de diâmetros de 10 mm e 16 mm (tensão de escoamento de 500 MPa), em concretos com resistências médias à compressão de 30 MPa e de 60 MPa, aos 28 dias. A resistência de aderência foi avaliada em ensaios de arrancamento, sob ações monotônicas e cíclicas,

conforme as recomendações do ACI 408.2R-92. Os resultados obtidos indicaram que os ensaios de arrancamento, sob ações monotônicas e cíclicas, são eficazes para a análise da resistência de aderência nos tipos de concretos nas condições analisadas. Verificou-se, além disso, que os modelos de arrancamento em CAA e CAAFA apresentam comportamento similar aos de CC e que o diâmetro da barra possui influência significativa na resistência de aderência.

Palavras-chave: Aderência, Concreto Convencional (CC), Concreto Auto-Adensáveis (CAA), Fibras Metálicas, Carregamento Monotônico, Carregamento Cíclico, Arrancamento.

ABSTRACT

Garzón Reyes, F. E. (2009) *Bond analysis between steel bars and concretes (OC, SCC and SCCSF) under influence monotonic and cyclic loading*. Dissertation Master, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 253 p., São Carlos-SP, Brasil.

Currently, it is increasingly common the use of high-strength concrete, due to the durability, strength and workability. This requires higher reinforcement ratio which results in places with difficult cast, and these regions generally are subject to monotonic and cyclical loading (e.g. frame nodes). Hence, it is necessary to develop a material that ensures the cross-section homogeneity, as well as the bond between reinforcement and concrete; like this, the self-compacting concrete became a technical alternative with great potential to achieve these required properties and even more when is incorporated steel fibers.

The aim of this work is to compare the bond strength results between the ordinary concrete (OC), the self-compacting concrete (SCC) and the self-compacting concrete with steel fiber reinforced (SCCSF) when subjected to monotonic and cyclic loads.

In this research the experimental program consisted of standard pull-out specimens according with the Rilem-Ceb-Fib (1973) bars of 10 mm and 16 mm (yield stress of 500 MPa) in concrete compressive strength in the range of 30 MPa and 60 MPa at 28 days were used. The bond strength was evaluated by the pull-out tests under monotonic and cyclic loading according with the recommendations of ACI 408.2R-92. The results indicated that the pull-out tests are effective to analyze the bond stress in the used concretes and conditions of test. Furthermore it was verified that the SCC and SCCSF pull-out specimens have similar

behavior to those in OC and the diameter of the bar has significant influence on bond strength.

Keywords: Bond, Ordinary Concrete (OC), Self-Compacting Concrete (SCC), Fiber Steel, Monotonic Loading, Cyclic Loading, Pull-out.

INTRODUÇÃO

1

CAPÍTULO

1.1 Considerações Iniciais

O comportamento das estruturas de concreto armado na construção civil sempre foi alvo de pesquisas de modo a aperfeiçoar os procedimentos de projeto e de construção utilizados. O conhecimento envolvido para essa otimização depende da hipótese básica de cálculo que se refere à aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto adjacente, ou seja, o mecanismo que caracteriza o concreto armado. A aderência depende, além da qualidade dos materiais envolvidos (aço e concreto), da forma de aplicação das ações, sejam elas monotônicas ou cíclicas, da presença ou não de adensamento do concreto, do assentamento do concreto (*top-bar effect*), entre outras.

A durabilidade das estruturas de concreto está associada à permeabilidade da superfície de contato externa que está sujeita ao ataque de agentes agressivos. A vibração tradicional, mesmo que bem realizada, resultará em locais onde não haverá a mesma energia de compactação, o que afetará a capacidade resistente do elemento estrutural. O que pode ocorrer é que o concreto vibrado poderá apresentar permeabilidades diferentes, o que, conseqüentemente, afetará a durabilidade do elemento estrutural produzido.

Assim, pode-se dizer que a durabilidade de uma estrutura de concreto depende da qualidade da vibração realizada e, por essa razão foi que surgiu o concreto auto-adensável CAA. Como o CAA é um material livre da ação da compactação externa, pode-se esperar que este possua a mesma permeabilidade em todos os locais onde foi aplicado, oferecendo menos pontos fracos para ações externas do meio-ambiente, aumentando a sua durabilidade.

O Concreto Auto-Adensável (CAA) ou "Self-Compacting Concrete (SCC)" surgiu dessa necessidade de se garantir a qualidade da estrutura, sendo que isso afeta diretamente a resistência a durabilidade e a trabalhabilidade da mesma. Esse concreto surgiu no Japão na década de 80 (Okamura, 1997), devido às imposições das Normas Japonesas que requeriam durabilidade e qualidade na construção das estruturas, uma vez que o Japão se encontra em zona sísmica, o que dá maior preocupação quanto à qualidade da estrutura. Além disso, a presença de fibras de aço no CAA melhora em até 40% a resistência de aderência, Kameswara e Swamy (1974), resultando assim em um material muito resistente (CAAFA).

Com relação às ações cíclicas ou dinâmicas, estas se caracterizam por aplicar uma ação que pode ter ou não reversão do seu valor, conferindo à estrutura uma vibração que pode causar danos consideráveis à mesma, pois essa impõe uma degradação da ligação aço-concreto, reduzindo a capacidade resistente da estrutura (Oliveira Filho, 2005). A consideração das ações cíclicas no projeto de estruturas necessita de um cálculo mais rigoroso e complexo, geralmente resultando em estruturas com taxas de armadura mais elevadas em comparação com estruturas usuais de concreto, razão pela qual resultam locais de difícil concretagem (ex. sapatas e nós de pórtico).

Dessa forma, torna-se difícil a tarefa de adensamento do concreto e, conseqüentemente, de garantir a qualidade da estrutura. Por isso, a utilização de concretos auto-adensáveis está se tornando cada vez mais comum, não somente pela qualidade da estrutura, mas também pela facilidade do seu lançamento, que aumenta a produtividade da construção.

O Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos vem desenvolvendo inúmeros trabalhos com temas envolvendo a resistência e a durabilidade das estruturas de concreto armado. Dentre os trabalhos já concluídos, podem-se citar resumidamente:

No primeiro trabalho, Fernandes (2000) estudou a influência do diâmetro da armadura, tipo e amplitudes de carregamento no comportamento da aderência do concreto armado sob ações monotônicas e repetidas, por meio de ensaios de arrancamento padronizados,

Castro (2002) também estudou o comportamento da aderência, porém em Concretos de Alto Desempenho (CAD) sob ações repetidas.

Já Alva (2004) estudou o comportamento de nós de pórtico de ligações viga-pilar de concreto armado submetidos a ações cíclicas.

Oliveira Filho (2005), por sua vez, avaliou a influência das ações cíclicas na rigidez de vigas de concreto armado.

E, finalmente, Almeida Filho (2006) estudou a aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis, concluindo que os concretos auto-adensáveis possuem alta qualidade e são bastante confiáveis e, em alguns casos, apresentam propriedades mecânicas até melhores que as do concreto convencional.

1.2 Objetivo

O propósito desse trabalho é juntar as experiências dos trabalhos anteriormente realizados e aportar mais resultados ao estudo da resistência e da aderência, de maneira que se possa compreender melhor o desempenho para três tipos diferentes de concreto: Concreto Convencional (CC), Concreto Auto-Adensável (CAA) e Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA), sendo que será abordado o tema da aderência aço-concreto, mediante modelos de arrancamento submetidos a ações monotônicas e cíclicas.

Para cumprir com o objetivo proposto, propõem-se os seguintes objetivos específicos:

- Determinar a composição da mistura dos concretos: Concretos Convencionais (CC), Concreto Auto-Adensável (CAA) e Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA); com resistências médias de 30 MPa e 60 MPa, aos 28 dias, mediante ensaios de resistência à compressão (f_c), resistência à tração (f_{ct}) e módulo de elasticidade (E_c).
- Utilizar diferentes diâmetros de barras de aço (10 mm e 16 mm) para verificação da variação da resistência de aderência.
- Como não foi identificado um ensaio padronizado para esse estudo, pretende-se realizar ensaios preliminares para se determinar o equipamento, a instrumentação e os dispositivos para cada tipo de ensaio de arrancamento com carregamento monotônico e cíclico.
- Definir os ensaios de arrancamento a partir do ensaio piloto.
- Realizar ensaios de arrancamento (*Pull-Out*) com carregamento monotônico e cíclicos alternados.
- Analisar os resultados dos ensaios propostos para avaliar o comportamento da resistência de aderência.

Com isso, espera-se fornecer dados para esclarecer lacunas existentes com relação à utilização de concretos auto-adensáveis, padronizar um ensaio de arrancamento para estudar a tensão de aderência em modelos de arrancamento submetido a ações cíclicas, comparar com as formulações Normativas e fornecer subsídios para futuras pesquisas.

1.3 Metodologia

A pesquisa trata de um estudo teórico-experimental, e foi dividida em três estágios de trabalho: Caracterização dos materiais (concreto e aço, definitivos para ensaios de

arrancamento), programa experimental e análise dos resultados. Além disso, os valores obtidos são comparados entre si, avaliando o comportamento da aderência.

O primeiro estágio do trabalho, - Análises dos materiais (concreto e aço), teve como finalidade estudar os materiais (concreto e aço), e as misturas dos tipos de concretos propostos, conforme o descrito por Gomes (2002).

O segundo foi, - Ensaios piloto de arrancamento para se determinar equipamento, instrumentação e funcionamento de dispositivos para cada tipo dos ensaios de arrancamento com carregamento monotônico e cíclico.

O terceiro, - Ensaios e análise dos resultados foram feitos ensaios de compressão, tração, módulo e prova de arrancamento sob ações monotônicas e cíclicas alternadas, com barras de aço de 10 mm e 16 mm, para todos os tipos de concreto propostos, representou a proposta central do trabalho.

Além disso, foi realizada uma revisão bibliografia ao longo de toda a pesquisa.

1.4 Conteúdo do Trabalho

Para atingir o objetivo deste trabalho de pesquisa, a dissertação foi dividida em sete capítulos, sendo:

– Capítulo 1 - **INTRODUÇÃO.**

Neste capítulo são apresentadas a introdução e justificativa à realização deste trabalho de pesquisa, os objetivos, a descrição da metodologia empregada e os ensaios realizados.

– Capítulo 2 - **ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E BARRAS DE AÇO.**

Neste é apresentada uma revisão bibliográfica sobre a teoria, normas e estudos mais recentes, os diferentes tipos de aderência, mecanismos de sua ruptura, fatores que influenciam no comportamento da aderência sob carregamento cíclico e considerações sobre ensaios de aderência.

– Capítulo 3 - **CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL.**

Aqui são abordadas: a metodologia do Concreto Auto-Adensável, a caracterização dos materiais, dosagem, propriedades e ensaios em estado fresco e endurecido, e generalidades das fibras de aço para CAA.

– Capítulo 4 - **AÇÕES MONOTÔNICAS E CÍCLICAS.**

Neste capítulo são apresentados os tipos de carregamentos nas estruturas (estático e dinâmico), a classificação das ações cíclicas (baixos e altos ciclos) e o estudo de aderência sob ações cíclicas (ação repetida cíclica unidirecional e ação repetida cíclica alternada).

– Capítulo 5 - **INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL.**

Neste capítulo, é descrita a metodologia utilizada para a realização de ensaios de caracterização dos materiais e aplicação do carregamento para os ensaios de arrancamento, geometria dos modelos de arrancamento, instrumentação e equipamento utilizado para os ensaios de arrancamento, materiais e dosagens dos concretos utilizados.

– Capítulo 6 - **ANÁLISE DOS RESULTADOS.**

Neste capítulo, os resultados experimentais dos ensaios de caracterização das materiais e de comportamento da aderência sob carregamento monotônicos e ciclos são apresentados e analisados.

– Capítulo 7 - **CONCLUSÃO.**

São apresentados, neste capítulo, os comentários sobre os resultados obtidos, conclusões e propostas para futuras pesquisas.

ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E BARRAS DE AÇO

2

CAPÍTULO

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre a teoria, normas e estudos mais recentes, os diferentes tipos de aderência, mecanismos de sua ruptura, fatores que influenciam no comportamento da aderência sob carregamento cíclico e considerações sobre ensaios de aderência.

2.1 Considerações Iniciais

Pode-se definir aderência como sendo o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre a barra de aço da armadura e o concreto que a envolve.

As tensões por aderência nos componentes do concreto armado podem aparecer em duas situações. A primeira resulta na ancoragem ou no comprimento de aderência de ancoragem no final das barras de aço, e a segunda, refere-se à variação da força ao longo da barra devida às variações do momento. Já foi determinado o comportamento da aderência sob cargas monotônicas. No que se refere ao comportamento da aderência sob ações cíclicas, onde este projeto se insere, os estudos são ainda escassos. Este projeto portanto se propõe a estudar o comportamento da aderência sob ações cíclicas, aspecto de grande importância para o caso de sismo.

Durante os últimos 25 anos, alguns dos parâmetros que podem influenciar no comportamento da aderência cíclica têm sido estudados, porém, ainda restam muitos aspectos a serem esclarecidos.

2.2 Generalidades

Conforme ACI COMMITTEE 408 (2005), "A Tensão de aderência (τ_b)" refere-se às tensões que, ao longo da interface barra-concreto, modificam as tensões do aço, no comprimento total da barra, por meio da transferência de carga entre a barra e o concreto envolvente (Ver **Figura 2.1**). A diferença nas forças de tração das duas seções ao longo de um membro ΔF é dada pela Equação (2.1),

$$\Delta F = T_1 - T_2 = \left(\frac{M_1}{d_1} \right) - \left(\frac{M_2}{d_2} \right) \quad (2.1)$$

na qual:

T_i : força de tração

M_i : momento

d_i : profundidade efetiva da seção i

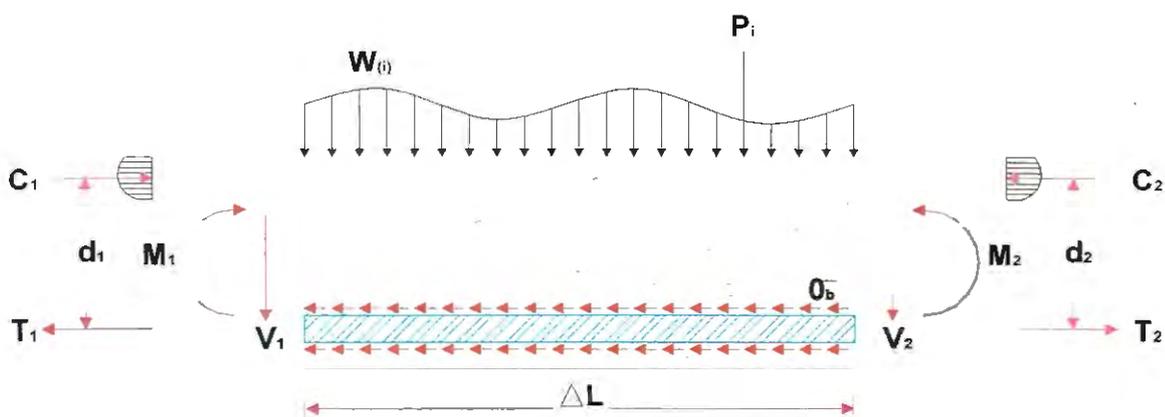


Figura 2.1 Definição de tensão de aderência

A tensão de aderência τ_b , definida como a força cortante por unidade de área da superfície da barra entre duas seções ao longo da barra, é calculada através da Equação (2.2),

$$\tau_b = \frac{q}{\sum 0} = \frac{\Delta F}{\Delta L \sum 0} = \frac{\Delta f_s (\pi \cdot d_b^2 / 4)}{\Delta L (\pi \cdot d_b)} = \frac{d_b \Delta f_s}{4 \cdot \Delta L} \quad (2.2)$$

na qual:

- q : Mudança de força na barra por unidade de comprimento da barra
- $\sum 0$: Perímetro nominal da barra
- d_b : Diâmetro nominal da barra
- Δf_s : Mudança de tensão do aço sob o comprimento de ΔL
- A_b : Área da barra
- ΔL : Comprimento da barra sob a qual é calculada a tensão de aderência

A variação de tensão de aderência (τ_{br}) é a diferença entre a média de tensão de aderência entre a carga máxima e mínima, levando em conta a direção do carregamento.

A Tensão de aderência (τ_b) refere-se à tensão de aderência média, calculada ao longo do comprimento de uma barra de menos de 15 mm de diâmetro, e não à tensão local em uma deformação individual da barra ou ao longo da interface entre a barra e o concreto.

Enquanto a norma ACI 318 (2005) não exige verificações específicas para a tensão de aderência, o comprimento de ancoragem baseia-se em distribuições de tensões de aderência assumidas. Para obter a fórmula atual de comprimento de ancoragem, pela Equação (2.3), substitui-se a tensão máxima dada na seção da ACI 318 (1963) Equação

(2.4), na Equação (2.2), aplicando um fator de segurança de 1,2 para incrementar o rendimento na utilização de espaçamento perto das barras e assegurar o desenvolvimento.

$$l_d = \left(0.02 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) d_b \quad (2.3)$$

$$\tau_b = 9.5 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{d_b} \leq 800 \text{ psi} \quad (5,625 \text{ MPa}) \quad (2.4)$$

O estudo das relações entre o comprimento de ancoragem e a tensão de aderência é importante, pois uma alternativa para projetar membros estruturais sob ações cíclicas é especificar um multiplicador adicional para o comprimento de aderência.

2.3 Tipos de Aderência

Embora o conceito de valor médio da tensão de aderência seja conveniente, a transferência de força está associada a uma combinação de parcelas relativas à adesão (V_a), à resistência por atrito (V_f) e à aderência mecânica (V_b). Esta divisão, entretanto, é meramente didática, não sendo possível determinar-se cada componente isoladamente, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos.

2.3.1 Aderência por adesão

A aderência química, ou por adesão, é oriunda das ligações físico-químicas que se desenvolvem na zona de contato entre os dois materiais (aço e concreto) durante a pega do cimento. Essa parcela tem um valor pequeno se comparado com os dos demais tipos de aderência, (Eligehausen *et al.*; 1983). Essa aderência, caracterizada por uma resistência de adesão V_a como indicada na **Figura 2.2**, pode ser constatada através da separação de um bloco concretado sobre uma chapa metálica. Nesse caso, verifica-se somente a existência da ligação por adesão.

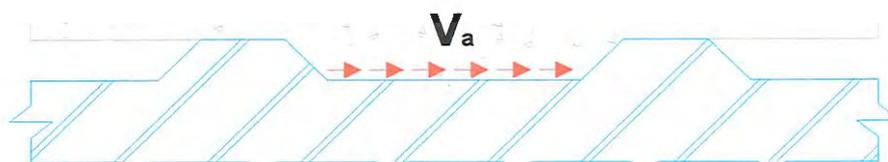


Figura 2.2 Aderência por adesão

Geralmente, considera-se que a adesão seja destruída pelas ações de serviço ou retração do concreto e que as tensões de aderência próximas da ruptura sejam mobilizadas, principalmente pelo engrenamento mecânico entre as nervuras (Fernandes, 2000).

2.3.2 Aderência por atrito



Figura 2.3 Aderência por atrito

A aderência por atrito depende do coeficiente de atrito existente na interface aço-concreto, da rugosidade superficial da barra de aço, bem como de pressões transversais que a barra sofre por causa de retração ou o confinamento do concreto, (Fusco, 1995), ou por ações externas de compressão. A parcela de resistência ao deslizamento por atrito é maior que a referente à adesão (Eligehausen *et al.*; 1983 apud ACI COMMITTEE 408 2005); (Castro, 2002); (Dumêt, 2003). Pode ser determinada através de ensaios de arrancamento,

que consistem na aplicação de uma força de tração V_f , na barra, conforme a **Figura 2.3**. Nesse caso, além da contribuição relativa ao atrito, existe uma parcela de aderência por adesão. (Fernandes, 2000).

Esse efeito de colagem ou adesão depende também da rugosidade e da limpeza da superfície das armaduras; isoladamente, não é suficiente para uma boa ligação, pois é destruído no caso de pequenos deslocamentos (Leonhardt e Mönnig, 1982).

2.3.3 Aderência mecânica

Essa componente, caracterizada pela força V_b , mostrada da **Figura 2.4**, está associada a forças concentradas de compressão que surgem perpendiculares às faces das nervuras no momento em que a barra é tracionada e tende a deslizar. Tais forças provocam a micro-fissuração e o micro-esmagamento do concreto na região das nervuras. Mesmo em barras lisas, existe o efeito da aderência mecânica devido às irregularidades superficiais decorrentes do processo de laminação (Fernandes, 2000).



Figura 2.4 Aderência mecânica

A aderência mecânica depende da irregularidade da superfície da barra de aço. Isto significa que, quanto mais nervurada a conformação superficial da barra, maior será a aderência mecânica, pois ocorrerá o chamado “efeito de cunha” (Fusco, 1995).

2.4 Mecanismos de Ruptura da Aderência

Segundo Al-Jahdali *et al.*; (1994), em ensaio simples de arrancamento de barra de aço em um prisma de concreto simples, isto é, sem adição de armadura de confinamento ou de fibras metálicas, podem ocorrer quatro modos de rupturas:

Arrancamento: consiste do escorregamento da barra no prisma de concreto, pois o cobrimento do concreto adjacente à barra de aço promove um confinamento adequado, prevenindo o fendilhamento do modelo, caracterizando, então, uma ruptura dúctil.

Fendilhamento: consiste da ruptura do prisma no concreto adjacente à barra de aço. Isso ocorre em virtude do aumento das tensões que superam a capacidade resistente da peça, originando fissuração intensa nas direções transversal e longitudinal. Este tipo de ruptura é caracterizado como frágil ou brusca.

Tração: consiste da formação de fissuras perpendiculares à direção da aplicação da força, localizadas na extremidade da barra de aço envolvida pelo prisma de concreto.

Ruptura do aço: consiste do escoamento da barra de aço antes que seja atingida a capacidade resistente da ligação entre o aço e o concreto, ou seja, a aderência entre os dois materiais excedeu o limite de escoamento do aço.

De acordo com Rots (1989), na **Figura 2.5** existem quatro tipos de mecanismos distintos para o fenômeno da aderência, sendo eles: a deformação elástica, a fissuração secundária, a fissuração por fendilhamento longitudinal, e o esmagamento do concreto entre as nervuras da barra de aço.

Segundo Viera (1995) apud Fernandes (2000), a ruptura da aderência nas barras nervuradas pode ocorrer pelo esmagamento do concreto junto aos flancos das nervuras; pelo corte do concreto em torno da barra entre nervuras; pelo fendilhamento longitudinal do concreto de recobrimento ao longo da barra, e pela combinação desses três modos.

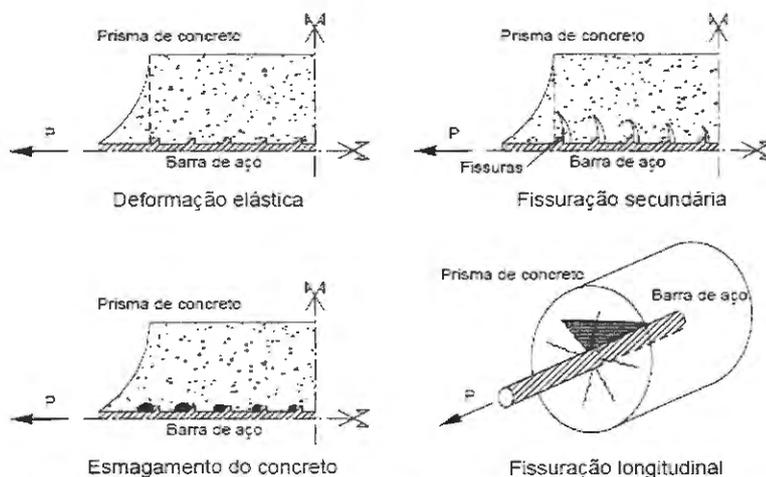


Figura 2.5 Mecanismos de ruptura da aderência. (Rots, 1989)

Conforme a ACI COMMITTEE 408 (2005), sob carregamentos monotônicos, dois tipos de fissuras pela aderência são típicos:

O primeiro é devido à tensão de tração da barra, que ocorre quando há confinamento da barra de aço. O concreto imediatamente ao redor da barra falha devido ao cisalhamento do concreto entre as microfissuras (Ver Figura 2.6). As fissuras de tensão de tração dependem essencialmente da força resistente do concreto e da geometria padrão das deformações.

Superfície de fissura

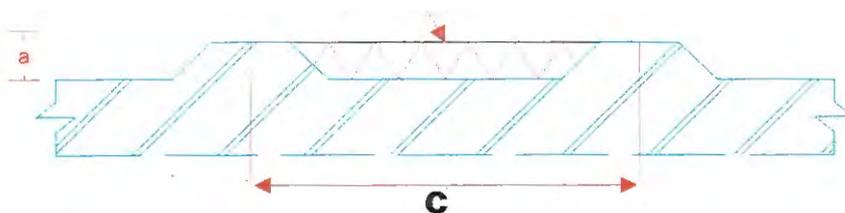


Figura 2.6 Falha por arrancamento (ACI COMMITTEE 408, 2005)

O segundo tipo de fissura é uma ruptura do cobrimento do concreto quando esse confinamento é insuficiente para obter uma fissura de tração. Nesse caso, a fissura é devida, principalmente, à tração radial causada pelas microfissuras marcadas durante as tensões (Ver **Figura 2.7**). Neste caso, a ruptura se propaga pelos dois membros, resultando em perda de cobrimento e da aderência.

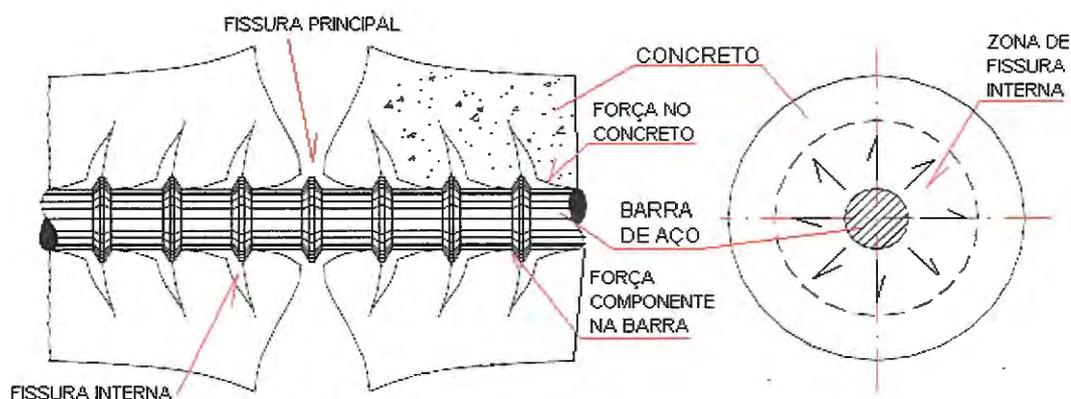


Figura 2.7 Ruptura de falha (Fernandes, 2000)

Os tipos de fissuras, tanto para carregamentos de poucos ciclos (inferiores a 100 ciclos/seg), como para os de altos ciclos, são bem similares aos tipos de fissura sob carregamentos monotônicos, porém, no caso de muitos ciclos (na faixa entre 1.000 a 1.000.000 ciclos/seg), as fissuras devidas à fadiga entre as barras da armadura e o concreto devem ser consideradas.

2.5 Fatores que Influenciam o Comportamento da Aderência Sob Carregamento

Cíclico

A força de tração e o cisalhamento dos concretos, que raramente são medidos diretamente, têm mostrado uma correlação estreita com a força de resistência do concreto à compressão (f_c) para concretos de menos de 10.000 PSI (70,3 MPa) (Carino e Lew, 1982 apud ACI COMMITTEE 408, 2005). Como a força é transferida por apoio, e a aderência e a falha podem ocorrer por cisalhamento do concreto, a força de compressão é considerada

como um dos parâmetros essenciais no comportamento de aderência (Orangun *et al.*; 1977 apud ACI COMMITTE 408, 2005).

Segundo a norma ACI COMMITTE 408 (2005), os principais fatores que influenciam o comportamento da aderência sob ações cíclicas são:

– Cobrimento

O tipo de falha de aderência observada sob carregamentos monotônicos em ensaios laboratoriais é diretamente dependente do cobrimento e espaçamento das barras (Eligehausen, 1979; Orangun *et al.*; 1977; Tepfers, 1973 apud ACI COMMITTE 408, 2005). Se a cobrimento for pequena, irá ocorrer uma falha por tensão de ruptura, e a capacidade de aderência para um determinado comprimento de ancoragem será menor que por arrancamento ou por cisalhamento. Esse efeito é, provavelmente, mais importante para carregamento cíclico que para carregamento monotônico, principalmente por duas razões: (a) as rupturas serão provavelmente mais severas e (b) a repetições da carga aumentarão a energia disponível para maior propagação das fissuras.

– Comprimento de ancoragem

Sob carregamento monotônico, o aumento da tensão média de aderência na fissura não é proporcional ao aumento do comprimento de ancoragem. A tensão última média de aderência diminui com o aumento do comprimento de ancoragem. Sob cargas cíclicas, no entanto, o número de ciclos aumenta a falha por arrancamento e o comprimento de ancoragem aumentará. Porém, ainda não se tem informação conclusiva nesse sentido.

– Diâmetro da barra

Segundo Leonhardt e Mönning (1982), o diâmetro da barra tem pouca influência sobre a resistência de aderência, conforme a **Figura 2.8**.

O total de forças de aderência que deve ser transferido sobre certo comprimento depende da área da barra; quanto maior o diâmetro da barra, maior será o valor das forças necessárias. Além disso, a tensão aparente de aderência última diminui conforme aumenta o tamanho barra (Rehm e Eligehausen, 1979 apud ACI COMMITTEE 408, 2005). Assim, quanto maior a preocupação sobre o desempenho da aderência recomenda-se o uso de maior quantidade de barras mais finas em substituição à menor quantidade de barras mais grossas, desde que as distâncias entre as barras sejam mantidas.

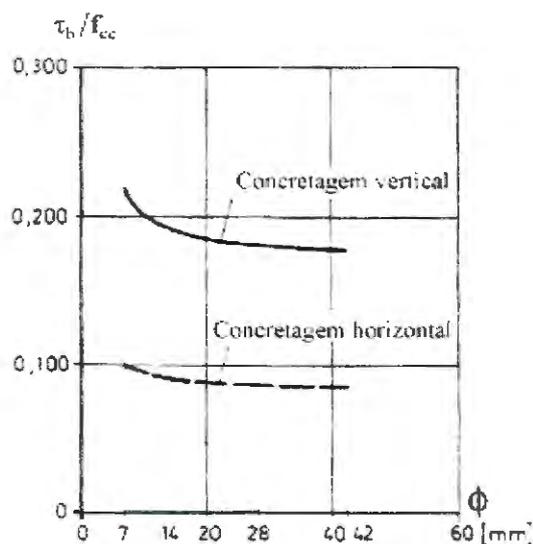


Figura 2.8 Influência do diâmetro da barra na resistência de aderência (Leonhardt e Mönning, 1982)

– Tipo e geometria da nervura

Conhecida como a "área relacionada de nervura", ou área de razão de marcação (área das nervuras perpendicular ao eixo da barra), a área cortante (perímetro de espaçamento de vezes de nervuras), tem demonstrado apresentar um efeito significativo na rigidez inicial, e, portanto, sobre o comprimento de aderência. Quanto maior esta razão, mais elevado será a relação entre a tensão de aderência e a rigidez (Balázs, 1986; Eligehausen, 1979; Rehm e Eligehausen, 1979; Rehm e Eligehausen, 1977; Soretz e Holzenbeim, 1979 apud ACI COMMITTEE 408, 2005). Os valores típicos desta razão variam de 0,05 a 0,08.

- Tensão de resistência pelo aço

Como a tensão de aderência está diretamente relacionada com a resistência do aço, ao se utilizar menor resistência do aço, a demanda de tensão de aderência será reduzida. Embora a maioria das barras de armadura usadas hoje possua rendimento nominal de 132 a 154 PSI (1,1 MPa), é possível minimizar problemas por força de deslocamento com barras de 88 PSI (0,6 MPa).

- Quantidade e posição da armadura transversal

As falhas devidas à tensão de ruptura dependem diretamente da distribuição e quantidade do aço transversal, que devidamente distribuído confina o concreto após da fissura (Eligehausen, 1979; Orangun *et al.*; 1977; Tepfers, 1973 apud ACI COMMITTEE 408, 2005). Assim, a maior vantagem dos estribos transversais é a de aumentar a resistência à ruptura de fissura, especialmente sob carregamento cíclico. Esta armadura melhora o limite superior de ensaio de fissura por arrancamento dos estribos.

- Posição de concretagem, vibração e revibração

A posição de concretagem e os efeitos das vibrações e as revibrações têm mostrado influenciar significativamente na tensão de aderência sob carregamentos monotônicos (Altowajji *et al.*; 1986; Dohaney e Darwin, 1985 apud ACI COMMITTEE 408, 2005). Para otimizar a tensão de aderência, é necessário que, ao redor de barra exista um concreto de composição adequada. É difícil garantir que isto ocorra na obra, especialmente se as barras forem colocadas perto do topo do membro mais profundo. Os espaços vazios e a água formam, sob as barras, fluxos plásticos de concreto e então a tensão de aderência será diminuída. Além disso, devido à exsudação, a resistência à tração do concreto perto do topo pode ser reduzida, por aumentar a relação água-cimento.

– Revestimento da armadura

Diferentes estudos têm mostrado que a tensão de aderência de barras diminui quando as barras estão revestidas com epóxi ou substâncias similares. Ensaios monotônicos mostram que, se a fissura se forma por arrancamento, há uma diminuição da ordem de 15%, enquanto que, em fissuras governadas pela separação, pode ser maior que 35% (Johnson e Jirsa, 1981; Johnston e Zia, 1982; Treece e Jirsa, 1987 apud ACI COMMITTEE 408, 2005). Os ensaios de barras revestidas com epóxi indicam que esse revestimento reduz a aderência e o atrito, e permite maiores forças de ruptura. Para revestimento com epóxi em forma de fios colocados com a intenção de aumentar a aderência, a resistência de aderência pode ser melhorada ainda mais com a protensão normal dos fios.

Segundo Leonhardt e Mönning (1982), a qualidade da aderência pode variar de acordo com a posição da barra (horizontal ou vertical) durante a concretagem, assim como sua altura em relação ao fundo da fôrma, devido à segregação do concreto fresco como se observa na **Figura 2.9**.

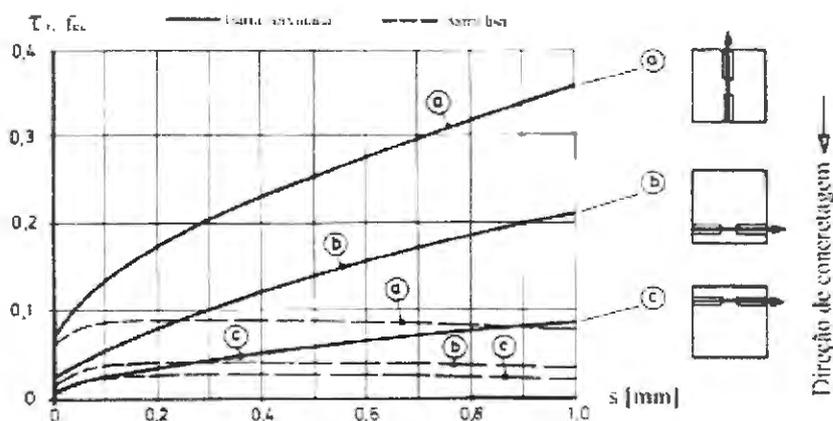


Figura 2.9 Influência da posição das barras de acordo com a concretagem na aderência (Leonhardt e Mönning, 1982)

– Faixa de deformação (ou tensões)

Sob cargas cíclicas, a quantidade e danos causados e o número de ciclos de arrancamento são influenciados, principalmente, pela faixa de tensões que ocorre (Bertero e

Bresley, 1968; Holmen, 1982 apud ACI COMMITTE 408, 2005). No que se refere à aderência, tanto a faixa de tensão de aderência quanto o deslizamento parecem ser importantes (Rilem, 1986 apud ACI COMMITTE 408, 2005). Além disso, existem evidências de que a menor intensidade de tensões influencia na falha de fadiga das barras de armadura.

– Tipo e taxa de carregamento

Resultados de pesquisas indicam que o carregamento de tipo cíclico, independentemente de ser alternado ou unidirecional, pode ter uma grande influência sobre o comportamento da aderência (Rehm e Eligehausen, 1977). Há também evidências de que entre pequenas e grandes ações podem resultar em maiores tensões de aderência e menos danos, (Shah e Chung, 1986 apud ACI COMMITTE 408, 2005). Evidências têm mostrado que a tensão de compressão e a força cortante aumentam com o aumento da taxa de carregamento. Além disso, há provas indicando que a frequência da carga tem um efeito cumulativo sobre os danos causados ao concreto, sobretudo quando submetido à carga cíclica.

– Temperatura

Estudos demonstraram que a tensão de aderência aumenta significativamente quando o concreto está submetido a pequenas temperaturas (Shih *et al.*; 1988 apud ACI COMMITTE 408, 2005). O aumento de força e os mecanismos de deterioração sob condições criogênicas podem ser facilmente explicados pela mecânica da fratura do concreto. Por outro lado, uma perda de força de aderência pode ocorrer em temperaturas elevadas, ou após os elementos de concreto estrutural terem sido expostos ao fogo (Diederichs e Schneider, 1981; Morley e Royles, 1983 apud ACI COMMITTE 408, 2005).

– Corrosão

A corrosão das barras de aço é um grande fator contribuinte para a deterioração das estruturas de concreto armado. Mais especificamente, estruturas expostas à água do mar e a cloretos são as mais vulneráveis à corrosão. Porém, a escassez de agregados naturais em muitos países, leva à utilização de areia de mar como alternativa para a produção de concreto.

A tendência geral da tensão de aderência em elementos estruturais com armaduras pré e pós-corroidas é semelhante: a tensão de aderência inicialmente aumenta até um valor máximo, mas, eventualmente, decresce quando grandes intensidades de corrosão são atingidos. Além disso, a tensão de aderência em espécimes pré-corroidos são inferiores aos espécimes pós-corroidos. (Lan Chung *et al.*; 2008).

2.6 Consideração Sobre Ensaios de Aderência

Tassios (1979), Figura 2.10, apresenta modelo teórico para vários estágios de desenvolvimento de tensão com seu respectivo deslizamento.

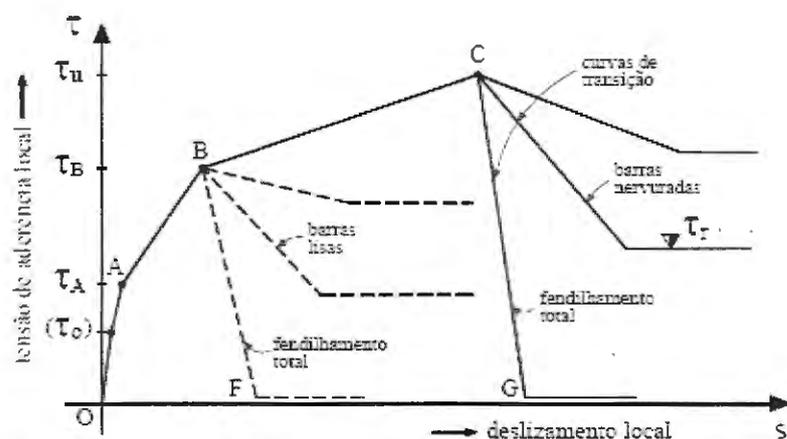


Figura 2.10 Curva teórica tensão de aderência vs deslizamento (Tassios, 1979 apud Fernandes, 2000)

Antes da tensão de aderência química (τ_0) ser atingida, ocorre deslizamentos extremamente pequenos, da ordem de poucos microns (μ). Com o aumento do carregamento, ocorre a ruptura da adesão, caracterizada pela intensidade de tensão (τ_0), e a posterior mobilização do engrenamento mecânico tanto entre a pasta de cimento e as irregularidades microscópicas da superfície da armadura, no caso de barras lisas, como entre o concreto e as nervuras, no caso de barras nervuradas. Após a tensão (τ_A), surgem as primeiras fissuras internas (transversais e diagonais), devido às tensões de tração da força de arrancamento ultrapassarem a resistência à tração do concreto. A partir deste ponto, a rigidez do concreto é reduzida, caracterizada por uma inclinação menor da curva.

A partir da tensão (τ_A) também se inicia o fendilhamento e, à medida que o carregamento aumenta, as fissuras de fendilhamento se propagam radial e longitudinalmente.

Em seguida, devido a deslizamentos maiores, há destruição parcial do engrenamento mecânico e são mobilizadas forças de atrito. Assim, mesmo barras lisas são capazes de compensar, embora parcialmente, a parcela perdida do engrenamento mecânico por parte da resistência por atrito. Nas barras lisas, isso permanece até a intensidade de tensão (τ_B) para o qual é provável que a resistência de atrito seja esgotada ou se torne insuficiente. Dessa forma, a ruptura se dá pelo arrancamento da barra e deixa um orifício quase intacto no concreto.

No trecho **AB**, ocorre a perda parcial do engrenamento e é introduzida então, uma componente de atrito para contribuir para a aderência.

É importante salientar que existe pequena possibilidade de ocorrer rompimento do concreto pelo fendilhamento, representado pelo ramo **BF**.

No caso das barras nervuradas, o efeito do engrenamento mecânico é maior, e dificilmente é perdido. Portanto, somente um fendilhamento generalizado, ramo descendente **BF** da **Figura 2.10**, pode findar este estágio de aderência. Essa situação ocorre quando não há confinamento suficiente; caso contrário, prossegue a mobilização da

aderência com perda de rigidez para tensões acima de (τ_B) . Assim sendo, no nível de tensões entre (τ_B) e (τ_u) , as barras nervuradas apresentam deslizamento crescente devido ao esmagamento do concreto entre as nervuras.

Quando a tensão de aderência se aproxima do valor máximo resistente, correspondente à tensão (τ_u) da **Figura 2.10**, ocorre esmagamento do concreto entre nervuras. Nesta fase, a tensão de aderência ainda aumenta devido à compactação do concreto esmagado. Isso ocorre até que os dentes de concreto, ao longo de todo o comprimento de ancoragem, tenham sido pulverizados.

Para o ensaio de avaliação da tensão de aderência, existe uma série de procedimentos através de três modelos distintos: de flexão, prisma carregado axialmente (tirante) e de arrancamento.

No desenvolvimento desta pesquisa serão utilizados ensaios de arrancamento (*pull-out test*) padrão (Rilem-Ceb-Fib, 1970), onde uma barra de aço envolvida em concreto com um determinado comprimento de aderência (l_d) , é extraída do corpo-de-prova, sendo medido o deslocamento da barra de aço em relação ao concreto, na extremidade saliente da barra. Ensaios monotônicos e cíclicos foram efetuados. Para isso foi desenvolvido um dispositivo que embora de simples execução, pois os corpos-de-prova ficam confinados entre a duas chapas de aço, a base de apoio e a parte superior não permitir nenhum tipo de deslocamento vertical.

Nas **Figuras 2.11** e **2.12** são mostradas, respectivamente, as tensões principais no ensaio de arrancamento padrão (Leonhardt e Mönning, 1982) e as tensões para ensaio cíclico alternado, adaptado para ensaios cíclicos alternados.

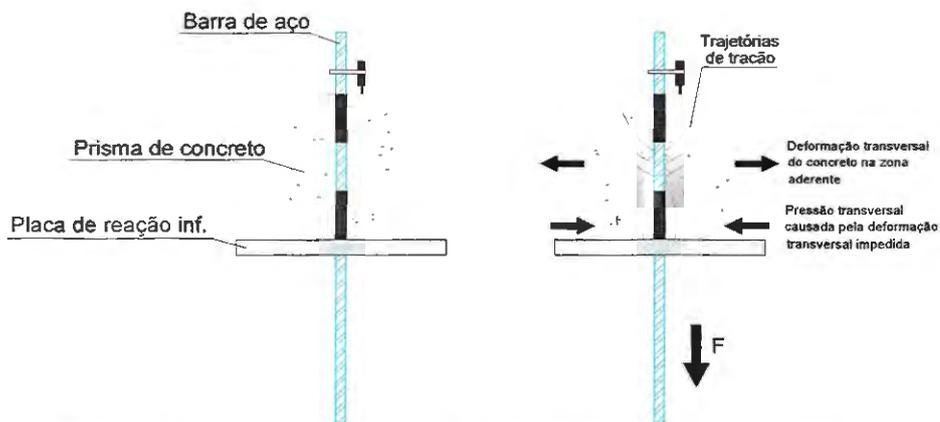


Figura 2.11 Tensões principais no ensaio de arrancamento padrão (Leonhardt e Mönning, 1982)

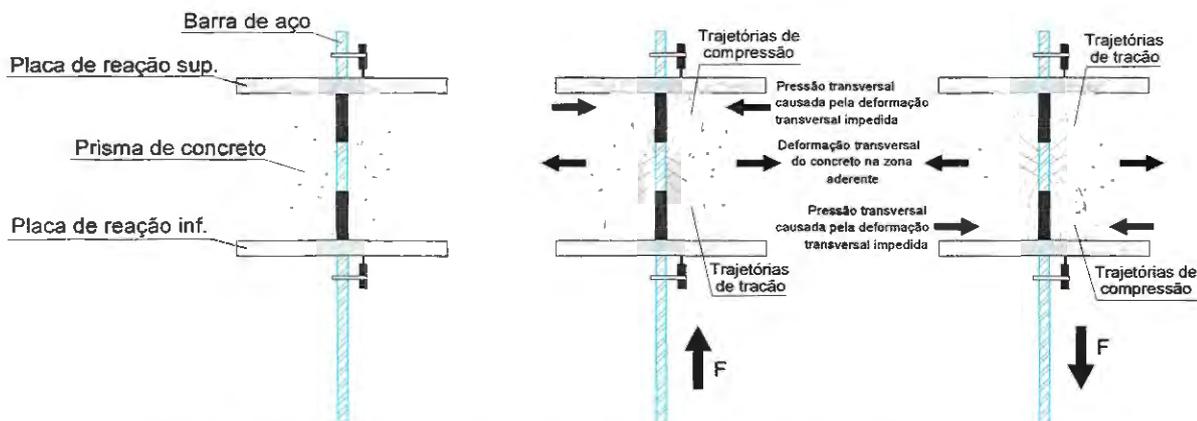


Figura 2.12 Tensões principais - adaptado de (Leonhardt e Mönning, 1982) para ensaio cíclico alternado

2.7 Ensaios de Resistência de Aderência

A eficiência da aderência pode ser convenientemente quantificada através da observação da curva tensão de aderência versus deslizamento da barra, que representa a mudança de tensão local na barra (τ_b) versus o deslocamento total da barra em relação ao concreto adjacente. Uma vez que não existe um caminho direto para medir experimentalmente a tensão de aderência, a maioria dos pesquisadores confiam na diferença entre as medidas de deformação próximas ao lugar da tensão de aderência definida. Do mesmo modo, o escorregamento é medido como o movimento da barra em

relação a alguma referência fixa da estrutura principal. Por isso o escorregamento da barra inclui a deformação elástica da barra, algum componente não elástico devido à deformação permanente, além de qualquer movimento do corpo rígido da barra em relação ao concreto. Estritamente falando, apenas o último é escorregamento, mas, experimentalmente, é muito difícil separar os três componentes.

2.7.1 Ensaios monotônicos

Segundo ACI COMMITTE 408 (2005), na **Figura 2.13** são mostradas as curvas tensão de aderência versus escorregamento, para uma barra de aço com carregamento monotônico é falha por arrancamento (pull-out) (Eligehausen *et al.*; 1983). O relacionamento é mostrado ser dependente do grau de confinamento, bem como o estado de tensão no concreto em torno da barra (tensão ou compressão). Inicialmente, a curva é muito acentuada por causa da aderência. Devido à retração, pequenas fissuras internas vão existir sempre imediatamente adjacentes à barra de aço. Essas fissuras surgem em função da concentração de tensões, e se iniciam a partir da propagação de fissuras desde as ranhuras da barra, em cargas relativamente baixas. Pequenas fissuras internas de aderência vão começar a destacar-se e as tensões variam de 300 a 450 PSI (2,11 a 3,16 MPa) (Chinn *et al.*; 1955 apud ACI COMMITTE 408, 2005).

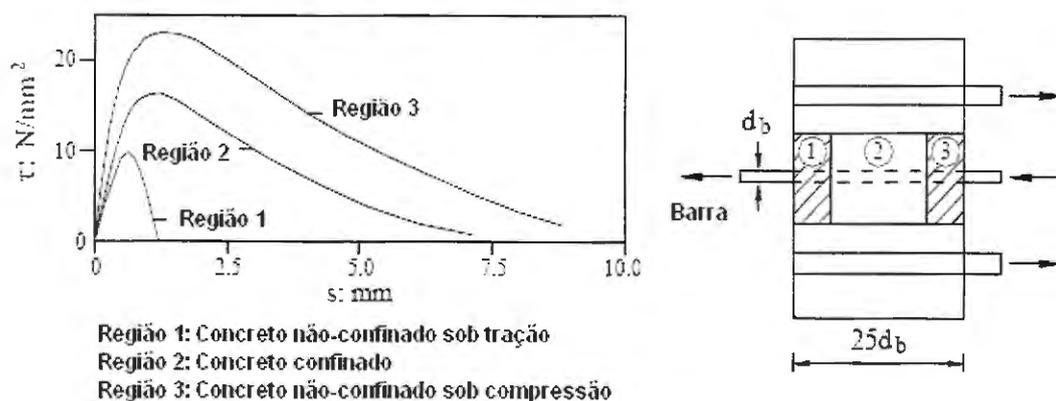


Figura 2.13 Curva tensão de aderência versus deslizamento para carregamento monotônico (ACI COMMITTE 408, 2005)

Tanto o grau de confinamento, como o estado de tensão no concreto envolvente, têm grande influência na tensão de aderência.

Uma vez que as concentrações de tensões ocorrem na parte da frente das ranhuras, a fissura começa a se propagar a partir do topo das ranhuras, em cerca de um terço da resistência de aderência última. A ruptura ocorre entre 300 e 1000 PSI (2,11 a 7,03 MPa) (Chinn *et al.*; 1955 apud ACI COMMITTEE 408, 2005). Quando a carga continua, a fissura leva a um crescimento leve da curva. A taxa de crescimento da fissura é significativamente afetada pelo confinamento da barra de aço. Quando a tensão última de aderência é atingida, começam a se formar as fissuras de cisalhamento no concreto, entre os sulcos, até que o concreto é cisalhado e a barra escorrega. Devido à fricção e ao cisalhamento na interface, alguma resistência existirá, mesmo que o deslizamento seja grande. A magnitude do escorregamento para o qual a máxima aderência é atingida tem muita dispersão, e dependerá principalmente do valor inicial da rigidez. Este, por sua vez, depende fortemente da geometria da nervura e da posição da barra.

O processo de fissuração descrito anteriormente refere-se às barras com falhas por arrancamento (*pull-out*). Muitas vezes, as fissuras de aderência são geradas por ruptura do concreto, e não por arrancamento. A falha de ruptura é iniciada pela ação do encunhamento das nervuras das barras que se movem em relação ao prisma de concreto. Fissuras de ruptura geralmente ocorrem em barras com três ou menos diâmetros de cobrimento, mas podem ocorrer para barras com mais de três diâmetros de cobrimento. A orientação das fissuras depende do número de barras e de sua configuração dentro da estrutura. Em camadas de barras nas quais existe um cobrimento inferior à metade do espaçamento entre as barras, a fissuração ocorre paralelamente à barra e perpendicular à superfície. Em barras cuja cobertura é maior do que o dobro do espaçamento, a ruptura de fissuras formar-se-á, preferencialmente, no plano das barras. Em muitos casos práticos, no entanto, os dois tipos de fissuras irão ocorrer no mesmo membro.

Fatores como: componentes, resistência e idade dos concretos, classe e tipo da nervura da barra de aço, e comprimento de ancoragem, são os principais parâmetros para se ter em conta nos ensaios de arrancamento (*pull-out*). Khandaker M. (2008), estudou diferentes combinações de fatores em concretos convencionais e concretos vulcânicos pozolânicos, com idades de 1, 3, 5, 7, 14, 21 e 28 dias, barras lisas e corrugadas, com diferentes comprimentos de ancoragem (75 mm, 125 mm e 175 mm), em 112 ensaios de arrancamento. Concluiu que os modelos que apresentaram maior resistência de aderência foram os de concretos convencionais, aos 28 dias, com barras corrugadas e maior comprimento de ancoragem (125 mm).

2.7.2 Ensaios cíclicos

O carregamento cíclico pode ser classificado de acordo com o número de ciclos e com o tipo de tensão aplicada:

Poucos ciclos (*low-cycles*), com menos de 100 ciclos, e tensão de aderência $\tau_{br} > 600$ PSI (4,22 MPa) são muito semelhantes ao carregamento monotônico. O carregamento sísmico e pequenas intensidades de cargas de vento a poucos ciclos produzem problemas no Estado de Limite Último (ELU).

Muitos ciclos (*high-cycles*), entre 1.000 a 1.000.000 ciclos e tensão de aderência $\tau_{br} > 300$ PSI (2,11 MPa), assemelha-se ao comportamento das pontes e estruturas que sustentam máquinas. Altos ciclos de carregamento produzem problemas no Estado de Limite de Serviço (ELS), cuja ação resulta de longo prazo na fadiga da estrutura.

De acordo ACI COMMITTEE 408 (2005), na **Figura 2.14** é mostrado o vínculo de resposta tensão-escorregamento de uma barra com carregamento cíclico (Eligehausen, *et al.*; 1983). A primeira parte da curva acompanha a forma monotônica da envoltória. Se a carga for revertida após a tensão de aderência exceder cerca de metade de seu valor

último, uma tensão residual significativa permanecerá quando a barra estiver descarregada. Ao se carregar no sentido oposto, a barra se comporta como um corpo rígido antes de começar a resistir na direção oposta. Conforme os ciclos avançam, o concreto apresenta fissuras e é esmagado. Quando a carga é invertida, grandes escorregamentos ocorrem antes que a nervura da barra seja comprimida contra o concreto e a tensão de aderência aumenta. A parte plana da curva tem sido fonte de grande preocupação no cálculo sísmico, especialmente quando grandes tensões de aderência devem ser mobilizadas. Em pórticos de estruturas, a perda da aderência em nós tipo viga-coluna pode levar a grandes deslocamentos, se uma grande parte dos nós tiverem sido submetidos a uma carga inelástica inversa.

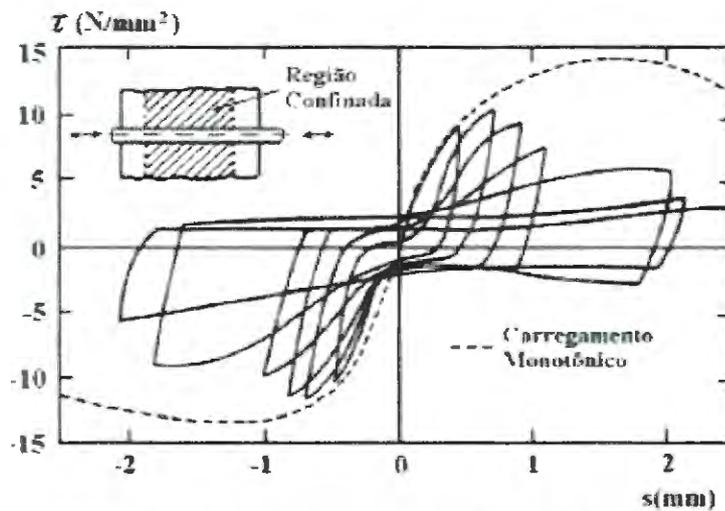


Figura 2.14 Comportamento da aderência devido ao carregamento de baixo-ciclo (ACI COMMITTEE 408, 2005)

2.8 Comentários sobre as pesquisas desenvolvidas

Como exposto neste capítulo, o estudo de aderência nas estruturas de concreto armado é muito importante para o comportamento dos membros principais, quando esses estão submetidos a maiores solicitações. Nesse sentido é de especial interesse estudar os fenômenos e/ou os parâmetros que influenciam as respostas das estruturas quando são submetidas a ações monotônicas e cíclicas. O ACI COMMITTEE 408 (2005) estabelece, por

exemplo, que os maiores fatores que afetam as ações monotônicas são: resistência do concreto, cobrimento, tamanho da barra, comprimento de ancoragem, tipo e geometria da nervura, resistência pelo aço, quantidade e posição da armadura transversal, posição de concretagem, vibração e revibração, temperatura, revestimento da armadura e corrosão. Enquanto que no caso das ações cíclicas, além das já citadas, tipo e taxa de carregamento (unidirecional ou reversível ou cargas controladas), a faixa de deformações ou máxima tensão de aderência são de grande importância.

2.9 Considerações Finais

O problema da aderência aço-concreto nas estruturas é complexo e não pode ser representado por um modelo único e simples. Os ensaios não representam de forma adequada o comportamento de aderência, pois alguns deles possuem limitações que provocam uma superestimativa ou subestimativa de seu valor, tornando necessário o desenvolvimento de ensaios padronizados para se avaliar adequadamente a resistência de aderência.

Alem disso, são muitos os fatores que influem no comportamento da resistência de aderência que ainda não foram pesquisados em profundidade, e eles influenciam tanto na resistência de aderência como no mecanismo de ruptura.

CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

3

CAPÍTULO

Neste capítulo são abordadas as teorias dos concretos auto-adensáveis, a caracterização dos materiais, dosagem, propriedades e ensaios em estado fresco e endurecido, de acordo com as pesquisas experimentais desenvolvidas anteriormente por Gomes (2002) e Almeida Filho (2006) e generalidades das fibras de aço de acordo com a ABNT NBR 15530: 2007.

3.1 Considerações Iniciais

Durante vários anos, no Japão, o problema da durabilidade das estruturas de concreto vem despertando interesse dos pesquisadores. Para tornar o concreto estrutural mais durável, é necessário que fique bem compactado, mediante a utilização de mão de obra qualificada. No entanto, a redução gradual do número de trabalhadores qualificados na indústria da construção japonesa levou a uma redução semelhante na qualidade do trabalho de construção. Uma solução para a realização estruturas de concreto independentes da mão de obra veio com o emprego de concreto auto-adensável, que pode ser compactado em cada canto de uma fôrma, exclusivamente através de seu próprio peso, sem precisar de compactação vibratória (Ver **Figura. 3.1**). Esse tipo de concreto foi proposto por Okamura e Ouchi (2003). Os estudos para o desenvolvimento do concreto auto-adensável, incluindo um estudo fundamental sobre sua viabilidade, foram realizados por Ozawa (1989) e Maekawa (1999) apud Okamura e Ouchi (2003), na Universidade de Tóquio.

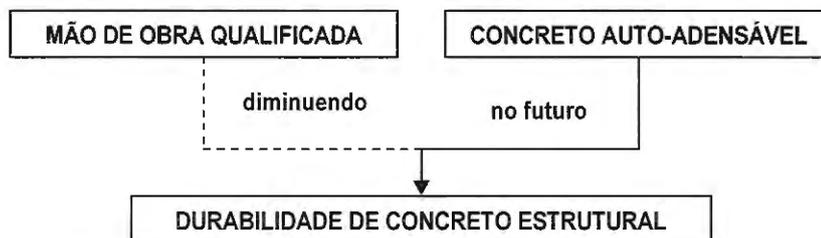


Figura 3.1 Necessidade por um concreto auto-adensável (Okamura e Ouchi 2003)

O protótipo do concreto auto-adensável foi pela primeira vez concluída em 1988, utilizando materiais já existentes no mercado (Ver Figura 3.2). O protótipo funcionou satisfatoriamente com controle da retração de secagem e da retração de endurecimento, calor de hidratação, densidade após o endurecimento entre outras propriedades. Esse concreto foi nomeado "Concreto de Alta Performance ou High Performance Concrete", e foi definido, como se segue, em três etapas:

1. Fresco: auto-adensável;
2. Idade recente: prevenção de defeitos iniciais;
3. Endurecido: proteção contra fatores externos

A r	Água	Cimento Filler Sílica	A. Fino	A. Graúdo
A r	Água	Cimento	A. Fino	A. Graúdo

Figura 3.2 Comparação entre concreto auto-adensável e concreto convencional

Quase ao mesmo tempo, "High Performance Concrete" foi definido pelo professor Aitcin (2000) como um concreto com alta durabilidade devido à pequena relação água-cimento. Desde então, o conceito de Concreto de Alto Desempenho foi usado ao redor do mundo para se referir aos concretos de elevada durabilidade. Por isso, Okamura (1997)

adotou para a sua proposta de concreto o nome “*Self-Compacting High Performance Concrete*”.

3.2 Generalidades

Concreto auto-adensável, portanto, pode ser definido como aquele capaz de se mover e preencher espaços no interior das fôrmas com habilidade de passagem pelas armaduras, sem receber nenhum tipo de energia adicional externa de vibração ou compactação, estando sujeito apenas à ação da gravidade, mantendo sua homogeneidade, trabalhabilidade e resistência à segregação.

As aplicações do CAA são especialmente interessantes nas zonas onde há maior dificuldade de compactar, Okamura e Ouchi (2003). Em geral, o CAA pode se aplicado em:

- Elementos verticais (paredes, pilares, etc);
- Trabalhos de reabilitação estrutural de difícil acesso ou zonas congestionadas pela armadura;
- Indústria de pré-fabricados;
- Combinado às fibras de aço (CAAFA), como é o caso de alguns elementos (fundações, muros, lajes, etc);
- Zonas de alto risco sísmico;
- Pontes, túneis, barragens, tanques e paredes de diafragma, entre outros.

Em termos de trabalhabilidade, a auto-compactação traduz-se na capacidade que o concreto apresenta de fluir após do lançamento na forma, apenas pela ação da gravidade, enchendo completamente os espaços pretendidos, não apresentando defeitos iniciais e mantendo boa homogeneidade.

A auto-compactação é obtida respeitando três requisitos fundamentais: a capacidade de passagem, a capacidade de preenchimento e a ocorrência de segregação.

3.2.1 Capacidade de passagem

A habilidade ou capacidade de passagem, ou fluidez entre as barras de armadura presentes em elementos estruturais, é a característica mais importante do CAA, pois é responsável pela capacidade de preenchimento das fôrmas, influenciando diretamente a resistência e a durabilidade do concreto (Almeida Filho, 2006).

A capacidade de passar em espaços reduzidos resulta da consideração de relação entre as fôrmas, as armaduras e os agregados graúdos, além da compatibilização entre os espaçamentos das armaduras e a dimensão dos agregados. (Ver **Figura 3.3**).



Figura 3.3 Capacidade de passagem

As armaduras de diâmetros maiores aumentam os riscos de bloqueio, porque as barras de aço de diâmetro maior conferem um suporte mais estável para a formação de arcos de agregado.

Para se obter uma boa habilidade de passagem, dois fatores de risco devem ser reduzidos: (Ferreira e Jalali, 2002)

- Melhorar a coesão e reduzir a segregação dos agregados, mediante:
 - Diminuição da relação Água/Finos;
 - Introdução de um agente de viscosidade;
- Compatibilização do tamanho dos agregados graúdos e o espaçamento entre as barras de aço, por meio de:
 - Diminuição do volume de agregado graúdo;
 - Diminuição da máxima dimensão dos agregados.

3.2.2 Capacidade de preenchimento

A habilidade ou capacidade de preenchimento para os CAA pode ser definida como a capacidade que tem o concreto de fluir após seu lançamento, ao longo das fôrmas com armadura, só pela ação da gravidade, preenchendo completamente todos os espaços.

Para se conseguir uma capacidade de preenchimento adequada, o concreto deve apresentar uma redução do atrito entre as partículas e uma pasta com uma boa deformabilidade.

Para atingir uma boa capacidade de preenchimento podem-se considerar os seguintes procedimentos: (Ferreira e Jalali, 2002)

- Redução do atrito entre partículas:
 - Diminuição do volume de agregado graúdo, aumentando o volume da pasta;
 - Otimização da granulométrica da fase sólida
- Aumento da deformabilidade da pasta:
 - Adição de superplastificante;
 - Controle da relação Água/Finos.

3.2.3 Resistência à segregação

A resistência à segregação pode ser definida como o afastamento dos componentes do CAA. É uma propriedade que caracteriza a capacidade de manter o CAA uniforme durante seu transporte, lançamento e adensamento, sendo que, os mecanismos que governam essa propriedade são a coesão e a viscosidade (Gomes, 2002).

O CAA não deve apresentar nenhum dos seguintes tipos de segregação, tanto em repouso, como em movimento: (Ferreira e Jalali, 2002)

- Exsudação;
 - Segregação da pasta e agregados;
 - Segregação do agregado graúdo.
-

Assim, para se conseguir uma boa resistência à segregação, podem ser considerados os seguintes procedimentos:

- No sentido de diminuir a exsudação:
 - Diminuição da dosagem de água (redução da quantidade de água livre na composição);
 - Diminuição da relação Água/Finos;
 - Utilização de materiais com maior superfície;
 - Utilização de um agente de viscosidade;
- No sentido de diminuir a separação dos sólidos:
 - Limitação do conteúdo de agregados;
 - Redução da máxima dimensão do agregado;
 - Diminuição da relação Água/Finos;
 - Utilização de um agente de viscosidade.

De acordo Ferreira e Jalali (2002), o método utilizado para evitar a ocorrência da segregação pode resultar em três tipos de CAA:

- CAA do tipo finos (*Powder type P*): apresenta elevado volume de finos.
- CAA do tipo viscoso (*Viscosity agent type V*): para o qual é utilizado um agente de viscosidade.
- CAA do tipo misto (*Combination type C*): apresenta-se como uma combinação de finos e de um agente de viscosidade.

O comportamento CAA durante seu lançamento e pega é entendido pelo modelo reológico de Bingham, (Roussel *et al.*, 2005) referem-se em razão do método reológico de um fluido newtoniano. Tal fluido é caracterizado por dois parâmetros: viscosidade plástica e a tensão de cisalhamento. (**Figura 3.4**). O primeiro é a medida da taxa de fluxo do material enquanto a tensão de cisalhamento é uma medida de força, necessária para o movimento

do concreto. O CAA apresenta alta fluidez sem segregação, graças à baixa tensão de cisalhamento e à viscosidade. A viscosidade plástica é conferida pelo aditivo superplastificante e pela água, e a tensão de cisalhamento é o resultado da ação dos materiais finos. (Fonseca e Carpena, 2008).

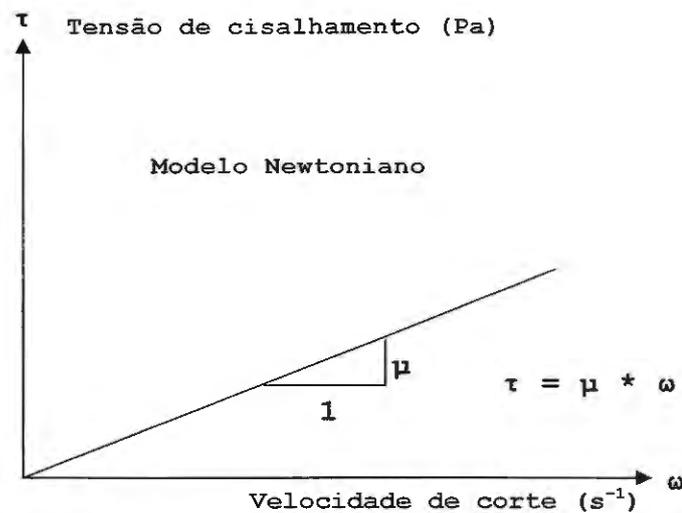


Figura 3.4 Modelo Newtoniano

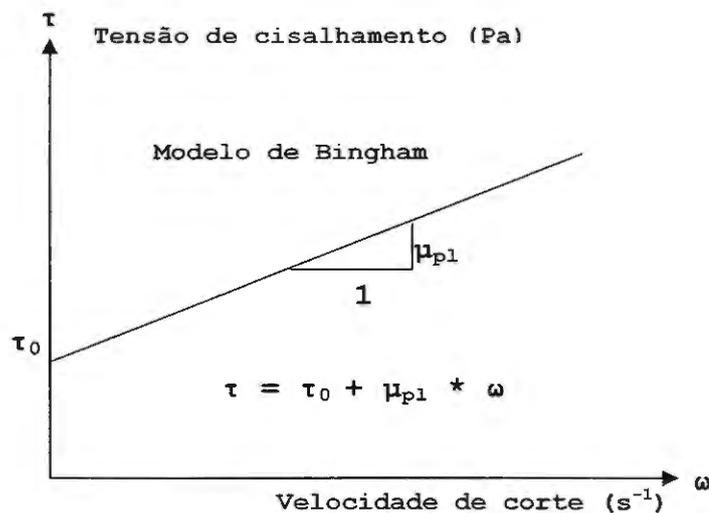


Figura 3.5 Modelo de Bingham

Segundo a Figura 3.5, para que se inicie o movimento do CAA é necessária uma tensão de corte inicial (τ_0) a qual é pequena, próxima a zero, em que com a viscosidade

plástica (μ_{pl}), que também pode ser determinada pela inclinação da reta e com a velocidade de corte (ω), faz com que se defina a equação linear de comportamento reológico do CAA, relacionando a tensão de corte no eixo “y” e a velocidade de corte no eixo “x”. Billberg (2005).

3.3 Análise de Limites para Ensaios de CAA

A Associação Européia de Investigação do Concreto Auto-Adensável (European Group of Self-Compacting Concrete – EPG SCC) que edita o The European Guidelines for SCC, - Specification, Production and Use, 2005, especifica os requisitos para CAA em estado fresco, dependendo do tipo de aplicação, como se mostra na **Tabela 3.1**.

Esse sistema de classificação de aplicação permite especificações para cobrir requisitos de caracterização para um adequado CAA em seu estado fresco. Ver **Tabelas 3.2; 3.3; 3.4; 3.5 e 3.6**.

Tabela 3.1 Propriedades do CAA para vários tipos de aplicação – (The European Guidelines for Self Compacting Concrete, - Specification, Production and Use, 2005)

FLUIDEZ				RESISTÊNCIA À SEGREGAÇÃO / CAPACIDADE PASSAGEM
VS2 VF2	Rampas			Especificar capacidade de passagem para SF1 e SF2
VS1 ou VS2 VF1 ou VF2 ou um valor médio	Muros e Paredes Estruturas Altas e Esbeltas			Especificar SR para SF3
VS1 VF1	Pavimentos e Lajes			Especificar SR para SF2 e SF3
	SF1	SF2	SF3	
	ESPALHAMENTO			

Tabela 3.2 Classificação usada nas Especificações CAA

CARACTERÍSTICAS	TIPO DE ENSAIO	REFERÊNCIA	NO. DE CLASSES
Espalhamento	Ensaio de Espalhamento	Slump – Flow (SF)	3
Fluidez	Ensaio de Espalhamento ou Ensaio de Funil-V	Viscosity (VS ou VF)	2
Capacidade de passagem	Ensaio Caixa-L, Ensaio Anel-J ou Ensaio de alto-adensamento	Passing Ability (PA)	2
Resistência à segregação	Ensaio de segregação ou Ensaio Tubo-U	Segregation Resistance (SR)	2

Tabela 3.3 Classes de Espalhamentos

CLASSES	ESPALHAMENTO (Slump flow) (mm)
SF1	550 a 650
SF2	660 a 750
SF3	760 a 850

Tabela 3.4 Classes de Fluidez

CLASSES	T ₅₀₀ (s)	Tempo (V-Funnel) (s)
VS1/VF1	≤ 2	≤ 8
VS2/VF2	> 2	9 a 25

Tabela 3.5 Classes de Capacidade de Passagem

CLASSES	Capacidade de passagem (L-box) (H2/H1)
PA1	≥ 0,80 com 2 barras
PA2	≥ 0,80 com 3 barras

Tabela 3.6 Classes de Resistência à Segregação

CLASSES	Resistência à segregação (%)
SR1	≤ 20
SR2	≤ 15

3.4 Materiais

O concreto auto-adensável só será considerado auto-adensável se três propriedades forem alcançadas simultaneamente: fluidez, habilidade de passante e resistência à

segregação. (Efnarc, 2002), além que os materiais utilizados para a elaboração do CAA, na prática são os mesmos utilizados para o CC.

Muitas pesquisas têm sido realizadas para esclarecer a necessidade de otimizar a granulométrica dos materiais cimentícios para melhorar a trabalhabilidade e a resistência. (Aïtcin, 2000).

3.4.1 Cimento

A ABNT NBR 5732: 1991 define o cimento Portland como um aglomerante hidráulico obtido pela moagem de clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais pozolânicos, escórias granuladas de alto-forno e/ou materiais carbonáceos. (Ver **Figura 3.6**).



Figura 3.6 Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (Ciminas CP V ARI FÁCIL)

A composição química do cimento Portland consiste essencialmente de vários compostos de cálcio, cujos resultados de análises químicas de rotina são expressos em termos de óxidos dos elementos presentes (Mehta e Monteiro, 2006). (Ver **Tabela 3.7**). Na **Tabela 3.8** são apresentados os compostos típicos de vários tipos de cimento Portland, segundo a ASTM C150 (2000).

Tabela 3.7 Composição Química do Cimento

COMPOSTO	ÓXIDO	ABREVIÇÃO	COMPOSTO	ABREVIÇÃO
Cal	CaO	C	3Ca . SiO ₂	C ₃ S
Silica	SiO ₂	S	2Ca . SiO ₂	C ₂ S
Alumina	Al ₂ O ₃	A	3Ca . Al ₂ O ₃	C ₃ A
Oxido de ferro	Fe ₂ O ₃	F	4Ca . Al ₂ O ₃ . Fe ₂ O ₃	C ₄ AF
Magnésia	MgO	M	4Ca . 3Al ₂ O ₃ . SO ₃	C ₄ A ₃ S
Anidrido sulfúrico	SO ₃	S	3Ca . 2SiO ₂ . 3H ₂ O	C ₃ S ₂ H ₃
Água	H ₂ O	H	CaSO ₄ . 2H ₂ O	CSH ₂

Tabela 3.8 Composição Típica de Compostos de Vários Tipos de Cimento Portland

TIPO DE CIMENTO PORTLAND ASTM	DESCRIÇÃO GERAL	Variação da proporção dos componentes (%)			
		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
I	Emprego Geral	45-55	20-30	8-12	6-10
II	Emprego geral com Moderada Resistência aos Sulfatos e Moderado Calor de Hidratação	40-50	25-35	5-7	6-10
III	Alta - Resistência Inicial	50-65	15-25	8-14	6-10
IV	Baixo Calor de Hidratação	<35	>40	<7	
V	Alta - Resistência a Sulfatos	40-50	25-35	0-4	10-20

Na Tabela 3.9 é apresentado um resumo comparativo aproximado entre os tipos de cimentos Portland das normas ASTM e NBR.

Tabela 3.9 Comparativo de tipos de cimentos entre as normas ASTM e NBR

DENOMINAÇÃO DO CIMENTO	SIGLA / TIPO DE CIMENTO PORTLAND	
	ASTM	NBR
Portland Comum	I	CP I
Portland Comum com Adição	-	CP I-S
Portland Composto com Escória	I (SM)	CP II-E
Portland Composto com Pozolana	I (MP)	CP II-Z
Portland Composto com Filler	-	CP II-F
Portland de Alto Forno	IS	CP III
Portland Pozolânico	IP	CP IV
Portland com Moderada Resistência aos Sulfatos e Moderado Calor de Hidratação	II	-
Portland de Alta Resistência Inicial	III	CP V-ARI
Portland baixo calor de hidratação	IV	CP BC
Portland com Alta Resistência a Sulfatos	V	-
Portland Resistente a Sulfatos	-	CP RS

3.4.2 Agregados miúdos

O agregado miúdo (Ver Figura 3.7) classifica-se conforme norma ABNT NBR 7211: 1983. As características de maior influência para a dosagem dos concretos são: granulométrica, módulo de finura, massa unitária, massa específica, inchamento, coeficiente

de inchamento e umidade crítica, apreciação petrográfica, curvas normalizadas e classificação de areias pelo módulo de finura. (Helene e Terzian, 1992).



Figura 3.7 Agregado miúdo

O termo agregado miúdo é usado para partículas menores que 4,8 mm; tipicamente, os agregados miúdos contêm partículas que variam, em dimensões, de 75 μm (peneira No. 200) a 4,8 mm, (Mehta e Monteiro, 2006).

A quantidade de areia na mistura do CAA é importante, uma vez que a razão areia/agregados (AF/AT), onde a parcela de agregados representa a soma da massa dos agregados finos (areia) e graúdos (brita), influencia o módulo de elasticidade longitudinal do concreto. (Almeida Filho, 2006). EFNARC (2002) cita que qualquer tipo de areia pode ser utilizado, tanto a britada, como a natural.

3.4.3 Agregados graúdos

Os agregados graúdos (Ver **Figura 3.8**) classificam-se segundo recomendações da norma (ABNT NBR 9937: 1987).

O termo agregado graúdo é usado para descrever partículas maiores que 4,8 mm (retidas na peneira No. 4) (Mehta e Monteiro, 2006).

As características de maior influência para a dosagem dos concretos são: granulométrica, dimensão característica máxima, massa específica, apreciação petrográfica e mistura de agregados graúdos. (Helene e Terzian, 1992).



Figura 3.8 Agregados Graúdos

A brita necessita, normalmente, de uma quantidade maior de pasta, especificamente se a mistura tem a razão de bloqueio crítica. Os agregados britados tendem a possuir maior resistência por causa do travamento existente entre os ângulos das partículas, enquanto os agregados naturais, que não possuem ângulos agudos, por serem mais arredondados, aumentam a capacidade de fluidez da pasta em função do menor atrito interno entre as partículas.

EFNARC (2002) comenta que é possível se desenvolver um CAA com agregado graúdo de dimensão de 40 mm ou maior.

Segundo Aïtcin (2000), entretanto, a otimização da granulométrica dos agregados, em alguns casos, estimula a redução da porosidade do produto final, mais que a melhoria da trabalhabilidade do concreto.

Está bem estabelecido, por exemplo, que agregados com fragmentos lamelares são inconvenientes, e que agregados cúbicos ou esféricos resultam em melhor trabalhabilidade. (Aïtcin, 2000).

3.4.4 Superplastificante

O superplastificante estudado (Ver **Figura 3.9**) é baseado em Policarboxilatos, que atende às prescrições das normas ASTM C 494/C 494M (2001) (tipos A e F), ASTM C1097 (2001); e é compatível com todos os cimentos que atendem à norma ASTM C150 (2000).

Superplastificantes, também chamados de aditivos de alta eficiência de redução de água, podem ser definidos como aditivos que, sem afetar a trabalhabilidade, permitem alta redução da dosagem de água (de três a quatro vezes), de um dado traço ou que, sem modificar a dosagem de água, aumentam, consideravelmente, a trabalhabilidade, ou produzem os dois efeitos simultaneamente.

Segundo Almeida Filho (2006), a interação entre o superplastificante e o cimento pode ser classificada em duas categorias:

- Interação física: a adsorção das moléculas de superplastificante pelas partículas de cimento impede sua floculação por causa da geração de uma força repulsiva de origem eletrostática e/ou por causa de simples obstáculos. Assim, as partículas são distribuídas uniformemente na solução aquosa, minimizando a quantidade de água necessária para a dispersão das partículas, o que resulta em maior trabalhabilidade/fluidez do concreto.
- Interação química: Inclui a absorção química, interação com locais mais reativos da partícula de cimento e interações com a morfologia dos hidratos formados.

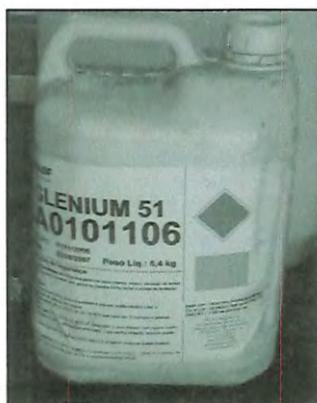


Figura 3.9 Superplastificante de 3º geração, baseado em Policarboxilatos

A quantidade de água absorvida depende do instante em que o superplastificante é adicionado à mistura, pois a quantidade de água será menor quando o superplastificante for

adicionado após a mistura do cimento com a água, aumentando significativamente a sua trabalhabilidade (Roncero, 2000 apud Almeida Filho, 2006).

Existe então a necessidade de se determinar o teor máximo de superplastificante na dosagem para se garantir a trabalhabilidade/fluidez da mistura (Roncero, 2000; Gomes, 2002). O método de se obter esse parâmetro de trabalhabilidade é determinar o seu ponto de saturação pela utilização do ensaio de funil Marsh, em pastas e argamassas, De Larrard *et al.*; (1996); Roncero (2000); Gomes (2002). O ponto de saturação de uma dosagem de superplastificante corresponde ao grau máximo de dispersão entre as partículas de cimento Roncero (2000); Gomes (2002), e é adotado como sua dosagem máxima no concreto, podendo ser utilizado com diferentes tipos de superplastificantes; pode ainda determinar a perda de fluidez com o tempo (Almeida Filho, 2006).

3.4.5 Sílica ativa

A sílica ativa (Ver **Figura 3.10**) é considerada um material importante para o CAA, conforme as recomendações da norma (ASTM C1240, 2000).

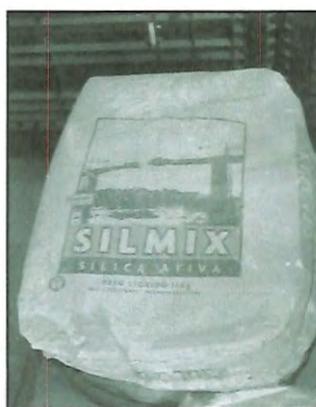


Figura 3.10 Sílica ativa

Bache (1981) foi um dos primeiros a apontar as vantagens de se adicionar sílica ativa nos traços de concreto em sistemas com relações água/aglomerante muito pequena, para melhorar a trabalhabilidade. Explicou o efeito benéfico de se adicionar um pó tão fino nesses concretos pelo fato de que, quando as minúsculas partículas esféricas da sílica ativa

estiverem bem dispersas no sistema cimento-água, elas poderão deslocar moléculas de água da vizinhança dos grãos de cimento, e dessa forma, moléculas de água presas entre partículas floculadas de cimento poderão ser liberadas e assim contribuir para fluidificar a mistura (Aïtcin, 2000).

Embora a utilização de sílica ativa garanta o aumento da resistência à compressão do concreto (dependendo de sua dosagem), deve-se observar que a sílica ativa não afeta a retração total e que a retração por secagem sofre uma redução à medida que se aumenta sua concentração (Almeida Filho, 2006). O aumento da resistência por causa da adição de sílica ativa no concreto ocorre em função de um processo físico e de outro químico. O processo químico ocorre por causa da pozolana e o físico, por causa da ação de microfillers existentes. Assim, esse aumento da resistência ocorre como resultado do acréscimo de resistência na zona de transição entre o agregado e a pasta, que se torna menos porosa e mais compacta. Um exemplo disso é que concreto com sílica ativa é mais resistente que a pasta com sílica ativa, pois, a resistência do agregado é maior que a resistência da pasta. No concreto sem sílica ativa, os agregados funcionam como fillers inertes por causa da presença de zona interfacial pouco resistente.

Já no concreto com sílica ativa, sua presença melhora a ligação entre a pasta e o agregado, formando menos poros e uma microestrutura da região interfacial mais homogênea (Toutanji e El-Korchi, 1995 apud Almeida Filho, 2000).

3.4.6 Filler mineral

Segundo Almeida Filho (2006), a utilização do filler mineral (Ver **Figura 3.11**) promove o aumento da trabalhabilidade e da durabilidade das estruturas. A função dessa adição é garantir a coesão da pasta (resistência à segregação) e reduzir a abertura de poros no elemento estrutural.

Mehta e Monteiro (2006) classificam os aditivos minerais em: minerais pozolânicos (e.g. cinza volante com baixo teor de cálcio), minerais cimentícios (e.g. escória granular de alto forno) e pozolânicos e cimentantes (e.g. cinza volante com elevado teor de cálcio).

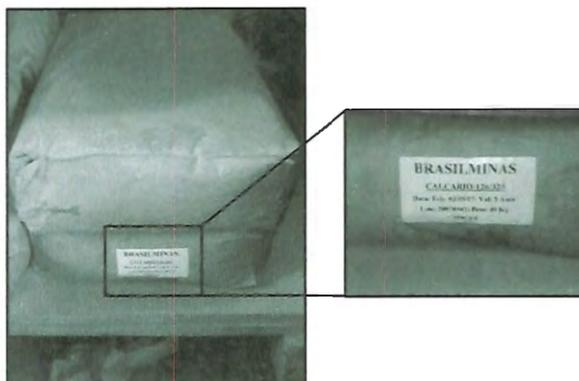


Figura 3.11 Filler (pó de calcário)

Os fillers mais utilizados para os CAA são: pó de calcário (limestone filler); cinza volante (fly ash); pó de pedra (quarry dust) ou finos de pedra britada (crushed rock fines); pó de quartzo (quartz filler); cinza de casca de arroz e finos basálticos.

A distribuição granulométrica, a forma e a absorção de água dos fillers podem afetar a demanda da água sensivelmente e, por conseguinte, uma opção para a utilização na produção de CAA. Carbonato de cálcio é a base do filler mineral que pode dar excelentes propriedades reológicas e um bom acabamento. O que é mais vantajoso, é que sua fração de tamanho é menor que 0,125 mm e em geral é desejável que mais de 70% passe pela peneira de 0,063 mm. Os fillers têm uma ampla aplicação, oferecendo a vantagem de melhorar a distribuição de dimensão das partículas, dando melhor controle sobre a demanda da água e tornando-os particularmente adequados para o CAA, em comparação com outros materiais disponíveis (The European Guidelines for SCC, 2005).

3.4.7 Aço

Na ABNT NBR 7480: 2007, define que, todo material em barras, caso dos CA-25 e CA-50, (Ver **Figura 3.12**) deve ser obrigatoriamente fabricado por laminação a quente, e todos os fios CA-60, deve ser fabricado por trefilação ou laminação a frio.

A alta resistência do aço de armadura tanto à tração como à compressão, torna-o um material ideal para trabalhar com o concreto. O propósito das barras de aço é assumir que o concreto não possa proporcionar, para o caso de esforços na viga, resistência à flexão. O concreto resiste as tensões de compressão e o aço, aos de tração.

A aderência é um fator importante, pois representa a interação entre o concreto e a armadura. Além disso, as barras de aço devem ser nervuradas, livres de corrosão, sujeiras, tintas, óleo ou gorduras. A barra lisa somente é permitida em armaduras transversais e para absorver esforços de retração.

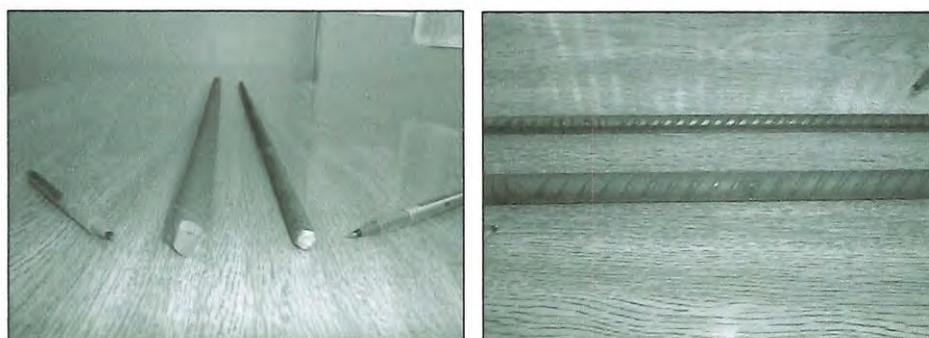


Figura 3.12 Barras de aços com resistência de escoamento de 500 MPa (16 mm e 10 mm)

Na **Figura 3.13** apresenta-se o comportamento para os aços tratados a quente. Este tratamento consiste na laminação ou estiramento do aço realizado em temperaturas acima de 720° (zona crítica). Para os aços tratados a frio, ocorre uma deformação dos grãos por meio de tração, compressão ou torção, e resulta no aumento da resistência mecânica e da dureza, e diminuição da resistência à corrosão e da ductilidade. (Pinheiro *et al.*; 2004).

As propriedades mecânicas mais importantes para a definição de um aço, obtidas em ensaios de tração, são: resistência de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura.

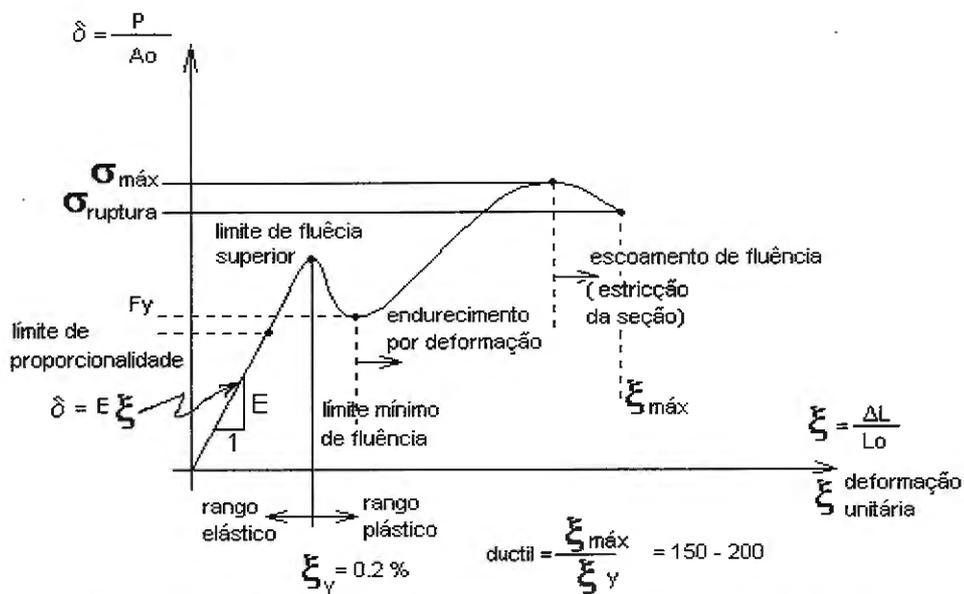


Figura 3.13 Diagrama tensão deformação de aços tratados a quente

Na Tabela 3.10 são apresentadas as propriedades mecânicas necessária às barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado, segundo a norma ABNT NBR 7480: 2007.

Nos aços com patamares de escoamentos definidos, a deformação específica de cálculo (ε_{yd}), que é correspondente ao início do patamar, é obtida pela expressão:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Sendo que: E_s : módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 210000 MPa ($2,1 \times 10^6$ kgf/cm²)

Tabela 3.10 Propriedades mecânicas exigíveis de barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado ABNT NBR 7480: 2007

CATEGORIA INDICADAS	Resistência característica do aço a tração f_{yk} (MPa)	TENSÃO (resistência de escoamento de cálculo do aço) f_{yd} (MPa) $f_{yd} = f_{yk}/1.15$	Deformação específica de escoamento ε_{yd} (%)	Coefficiente de conformação superficial mínimo para $\phi \geq 10$ mm
CA-25	250	217	0,104	1,0
CA-50	500	435	0,207	1,5
CA-60	600	522	0,248	1,5

3.5 Ensaios de Verificação e Aprovação da Mistura de CAA

Os ensaios para avaliar as propriedades dos CAA em estado fresco foram desenvolvidos isoladamente por pesquisadores sem uma normalização específica. Os ensaios visam determinar as diferentes classes de: espalhamento, fluidez, capacidade de passagem e resistência à segregação, para um determinado elemento estrutural.

3.5.1 Ensaio de miniabatimento e Funil Marsh

Os ensaios de miniabatimento e de Funil Marsh, de uso simultâneo para determinar a relação Superplastificante/Cimento S/C, são geralmente baseados no estudo do comportamento reológico de uma pasta (Aïtcin, 2000).

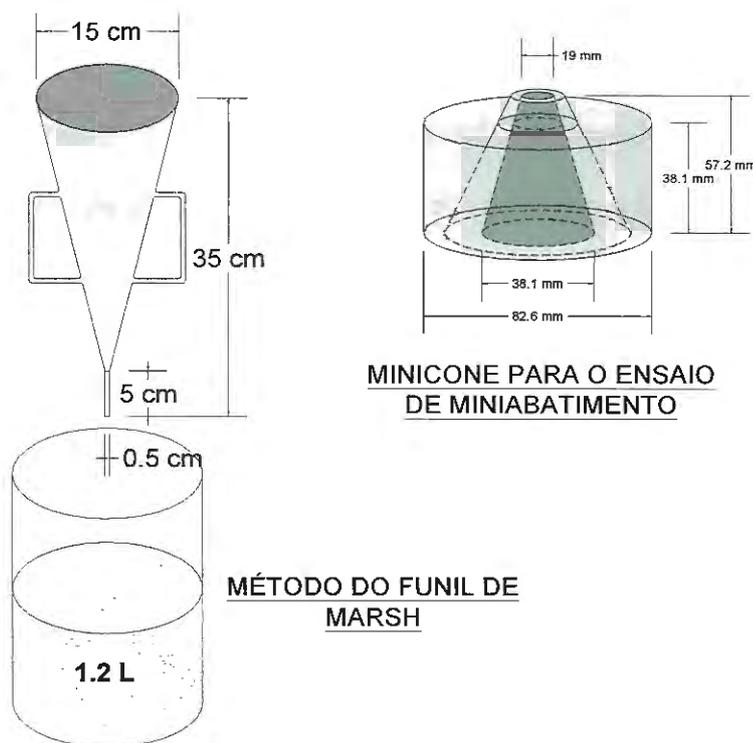


Figura 3.14 Ensaios de Funil Marsh e miniabatimento

O método de ensaio de miniabatimento, como seu nome indica, consiste em fazer-se um ensaio de abatimento com uma pequena quantidade de pasta (Aïtcin, 2000).

O método do funil de Marsh, consiste em medir-se o tempo necessário para que certa quantidade da pasta escoe através de um funil com diâmetro conhecido. Os cones usados podem ter características geométricas diferentes e o diâmetro do funil pode variar entre 5 mm e 12,5 mm. (Ver Figura 3.14)

3.5.2 Ensaio de espalhamento (Slump flow test)

É um teste simples e fácil de executar, e fornece a fluidez e o espalhamento do CAA em estado fresco. Consiste de uma fôrma de abatimento (slump test) onde a massa de concreto deve se espalhar por ação do próprio peso, sobre uma placa de previamente marcada com as distâncias referentes a 20 cm e 50 cm. (Ver Figura 3.15).

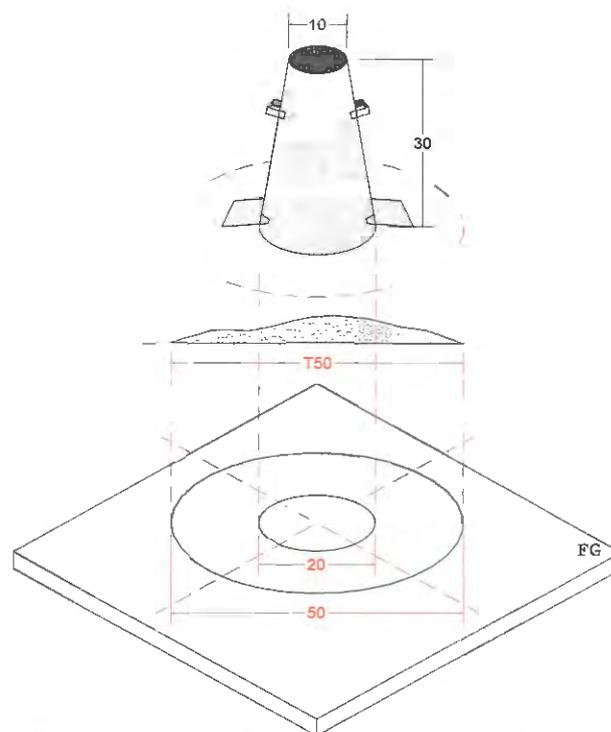


Figura 3.15 Modelo para ensaio de Espalhamento
(*Slump-flow Test*).

Deve ser determinado o tempo necessário para que a extensão do espalhamento do concreto atinja a marca de 50 cm e, essa marca deve ser atingida em um tempo igual a 5 ± 2 s (Almeida Filho, 2006).

Para realizar esse ensaio, são necessários um cone de Abrams, uma superfície ou placa não absorvente, rígida e devidamente marcada com os diâmetros 20 cm e 50 cm, uma fita métrica (trena), e um cronômetro.

3.5.3 Ensaio de funil-V (V-funnel test)

Este, também referido como ensaio de fluidez, permite avaliar a capacidade do CAA em estado fresco. Consiste de uma fôrma afunilada em forma de V (Ver **Figura 3.16**), onde a massa de concreto deve ser colocada (aproximadamente 10 litros). Deve ser determinado o tempo necessário para que o volume de concreto passe pela boca do funil. Esse tempo deve ser igual a 10 ± 3 s (Almeida Filho, 2006).

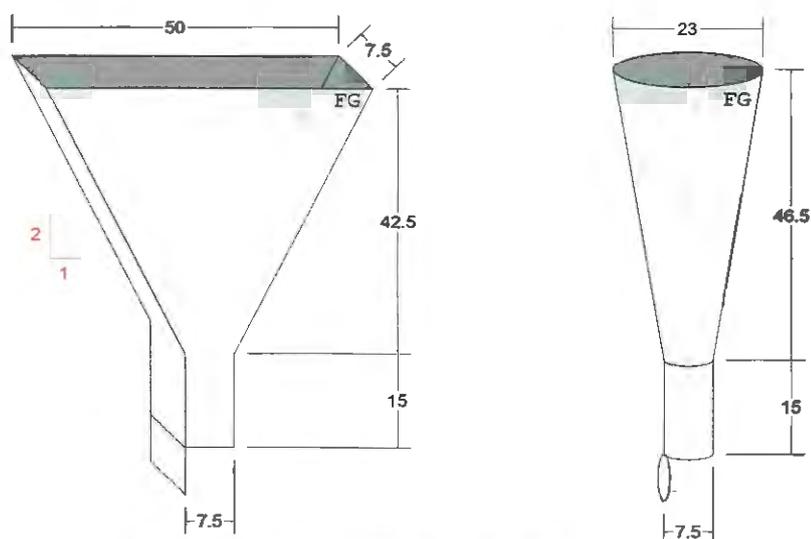


Figura 3.16 Modelo para ensaio do funil-V
(V-Funnel Test).

Para realizar esse ensaio, é necessário um funil em forma de V, com abertura na parte inferior e um cronômetro para a medição do tempo.

As principais informações obtidas com esse ensaio são o tempo de fluidez, (t) (em segundos) ou a velocidade relativa, (R_c), calculada a partir do tempo de fluidez pela seguinte expressão:

$$R_c = \frac{10}{t}$$

3.5.4 Ensaio de caixa-L (L-box test)

Este método permite avaliar o CAA em estado fresco. Com uma caixa em forma de L (Ver **Figura 3.17**), é possível avaliar as seguintes propriedades: capacidade de preenchimento, resistência ao bloqueio e resistência à segregação.

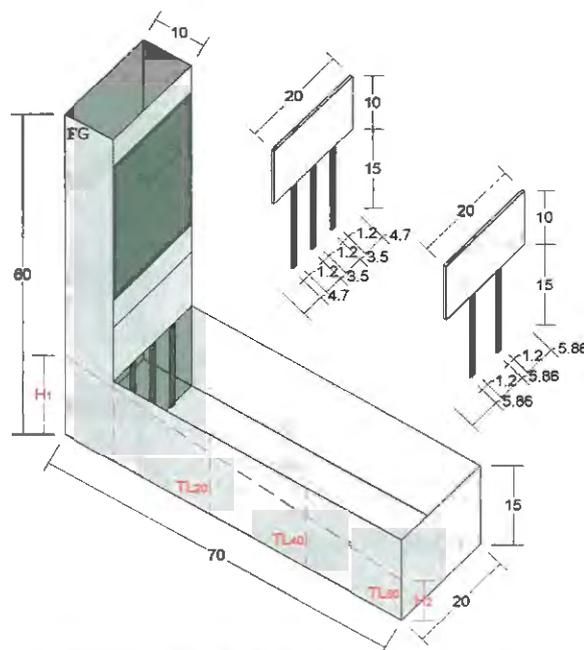


Figura 3.17 Modelo para ensaio caixa-L
(L-box Test)

Para realizar esse ensaio são necessários: uma caixa em forma de L, um cronômetro para a medição do tempo TL_{20} , TL_{40} e TL_{60} e uma fita métrica (trena) para medir alturas H_1 e H_2 ,

Onde: $\frac{H_2}{H_1} \leq 1,00$

3.5.5 Ensaio de anel-J (J-ring test)

Este método fornece a habilidade de fluidez, espalhamento e resistência ao bloqueio do CAA em estado fresco. É similar ao ensaio de espalhamento (slump-flow test), e a massa de concreto deve se espalhar por ação do próprio peso sobre uma placa e um anel metálico em forma de armadura de aço. (Ver **Figura 3.18**).

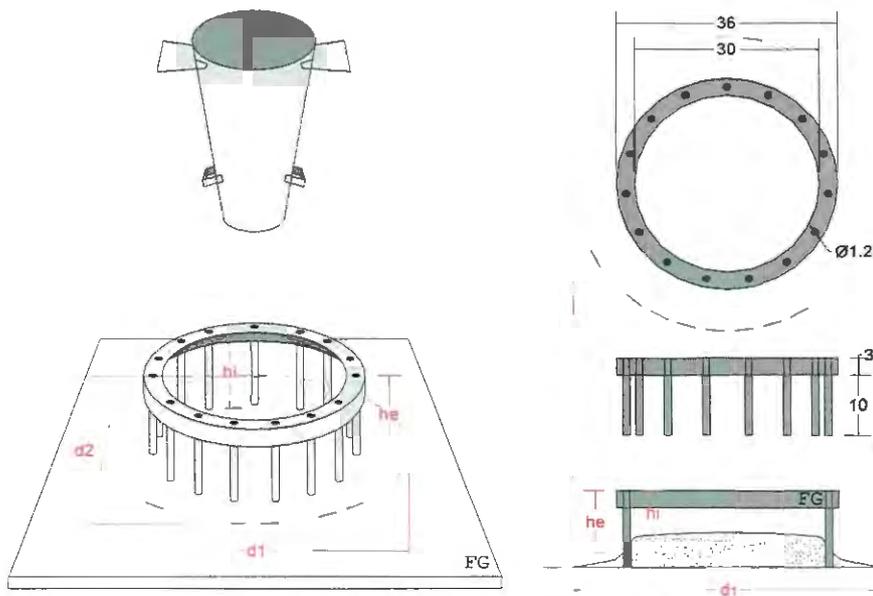


Figura 3.18 Modelo para ensaio Anel-J
(J- Ring Test)

Para realizar esse ensaio, utiliza-se um cone de Abrams, uma superfície ou placa não absorvente e rígida, um anel em forma de armadura de aço e uma fita métrica (trena) para medir a média de diâmetros $((d_1 + d_2)/2)$ e a diferença de alturas h_e e h_i .

$$\text{Onde: } \frac{h_i}{h_e} \leq 1,00$$

3.5.6 Ensaio de caixa-U (U-box test)

De menor sensibilidade que a caixa-L, a caixa-U avalia a habilidade do concreto em resistir ao bloqueio por obstáculos sem segregar. Portanto, são empregadas as mesmas

armaduras e espaçamentos já apresentados na caixa-L. Determina-se o valor de $R1 - R2$ que, quanto mais se aproximar de zero, indica maior fluidez da mistura. Os valores admitidos divergem um pouco de autor para autor, porém os mais exigentes admitem diferenças de até 30 mm. (Ver **Figura 3.19**) (Alencar e Helene, 2006).

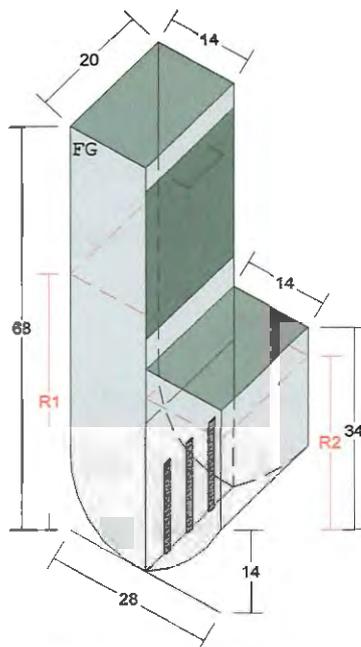


Figura 3.19 Modelo para ensaio caixa-U
(U-box Test)

3.5.7 Ensaio de alto-adensamento do concreto

Este modelo de ensaio para se determinar a adensabilidade do CAA foi apresentado por (Ouchi *et al.*; 1996 apud Gomes, 2002). Esse ensaio permite verificar o desempenho do concreto quando estiver passando através de aberturas em um malha de armadura. (Ver **Figura 3.20**) (Almeida Filho, 2006).

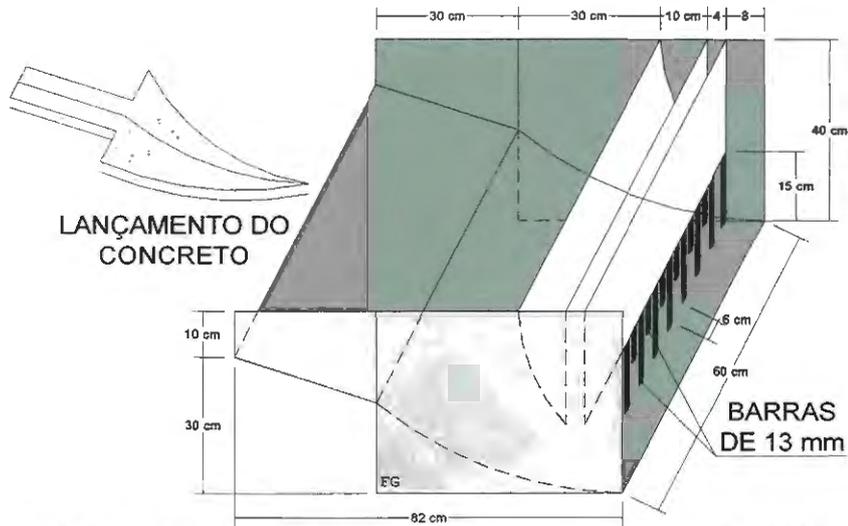


Figura 3.20 Modelo de ensaio de alto-adensamento (Gomes, 2002)

3.5.8 Ensaio de tubo-U (U-pipe test)

É um processo simples e mede a segregação do concreto. O princípio desse ensaio está na fluidez do concreto que passa de um lado a outro do tubo em forma de U. A vantagem desse processo é que o aparato para o ensaio é barato e de fácil manutenção. O ensaio, entretanto, é limitado a concretos altamente fluidos, envolve uma grande quantidade de material e a duração depende da pega do concreto. (Almeida Filho, 2006).

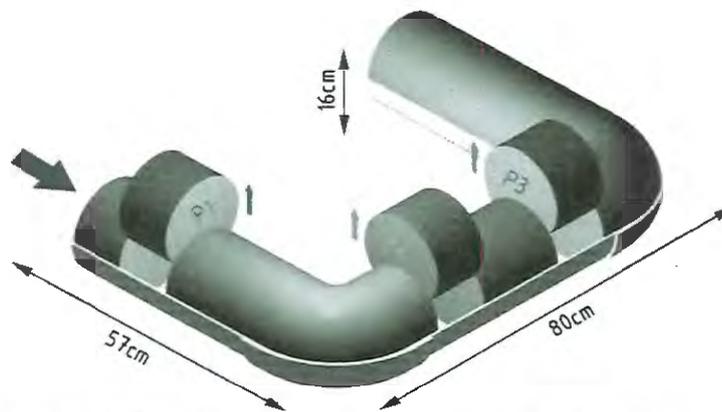


Figura 3.21 Ensaio Tubo U, Posições de extração das amostras (Alencar e Helene, 2006)

O aparato consiste em três tubos de PVC retos e dois tubos de PVC curvos (90°), todos com diâmetros iguais a 16 cm (Ver Figura 3.21). Todos os tubos são cortados a fim

de que do tubo, que funciona como uma fôrma, amostras possam ser retiradas sem danificar o concreto e assim verificar a distribuição de seu agregado graúdo. (Almeida Filho, 2006).

O ensaio do tubo em forma U foi primeiramente desenvolvido por (Gomes, 2002). Esse método baseia-se basicamente em determinar-se a razão entre as massas de agregado graúdo do CAA, pela lavagem e peneiramento de uma amostra referência P1 em relação às porções P2 e P3, coletadas após repouso de aproximadamente 2,5 h. do concreto moldado neste tubo. (Alencar e Helene, 2006).

3.5.9 Ensaio de segregação para CAA

A segregação é definida como sendo a separação dos componentes do concreto fresco de tal forma que a sua distribuição não é mais uniforme. Existem dois tipos de segregação. O primeiro, que é uma característica das misturas secas, consiste na separação dos agregados da argamassa do concreto (e.g. por vibração excessiva). O segundo é a exsudação, definida como um fenômeno cuja manifestação externa é o aparecimento da água na superfície, após o concreto ter sido lançado e adensado, porém antes de ocorrer a sua pega, característica das misturas de concretos muito fluidas (Mehta e Monteiro, 2006).

Para o CAA é muito importante o parâmetro de segregação do concreto. Por ser este um concreto muito fluido, sua tendência é apresentar segregação nos agregados.

As causas da segregação são muitas, desde a presença de certa quantidade de água de lavagem deixada no tambor do caminhão-betoneira, até o erro na dosagem de água ou de superplastificante ou um aumento súbito de teor de umidade da areia. A segregação da mistura de um CAA pode ser produzida por um aumento acidental da dosagem do superplastificante, muito além do ponto de saturação de um determinado cimento para a relação água/aglomerante (Aïtcin, 2000).

Não existem ensaios para a medida da segregação. A observação visual e a inspeção por testemunhos extraídos do concreto endurecido são, geralmente, adequados

para se determinar se a segregação é um problema em uma dada situação (Mehta e Monteiro, 2006).

Um experimento para se determinar o índice de segregação consiste em coletar-se uma amostra de 10 litros de concreto e após deixá-la repousar durante 15 minutos, transferi-la para uma base receptora, através de peneira de diâmetro 300 mm, e malha de 5 mm, ambas de massas previamente conhecidas. Então determinar as massas dos materiais retidos e não retidos pela peneira. (Ver Figura 3.22), e aplicar a fórmula:

$$\frac{W_p}{W_c} \times 100$$

Onde:

W_p : massa do material da base receptora

W_c : massa do material da peneira

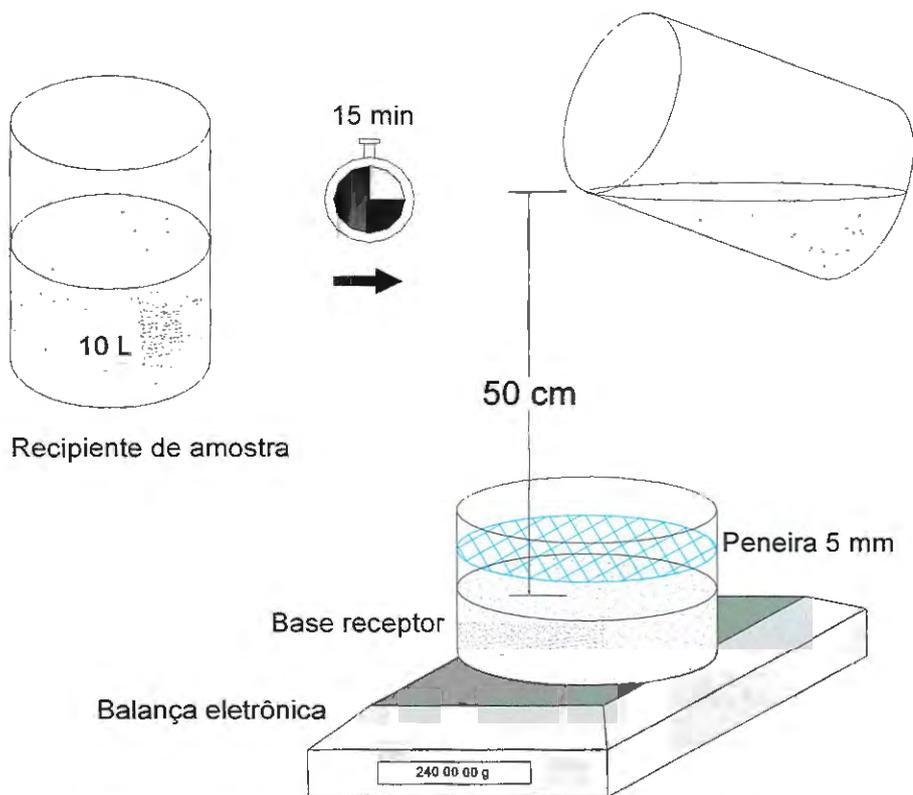


Figura 3.22 Modelo para ensaio de segregação de peneira
(Sieve segregation test)

3.6 Generalidades sobre fibras para CAA

Segundo Nanni (1991), um dos usos mais comuns de concreto com fibra de aço (CFA) está em aplicações de pavimentação, incluindo aeroportos, estradas, pontes e pavimentos industriais. Vários estudos têm sido realizados sobre a resposta de fadiga (CFA), incluindo alguns bastante recentes. Estes últimos estudos incidiram sobre os efeitos da adição de volumes relativamente baixos de fibra (ou seja, 0,5-1,0%) e de fibras relativamente longas (ou seja, $2l_n = 51$ mm). Foi demonstrado que a fadiga à flexão e o limite de resistência aumentam substancialmente com a adição de fibras. A extensão da melhoria é uma função do teor e volume, de tipo de fibra (e.g. lisa, nervuradas, etc.), e de geometria. Dependendo da combinação destes parâmetros, a fadiga (CFA) varia.

3.6.1 Tipos de fibras

Na Tabela 3.11 são apresentados valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibras e matrizes (Bentur e Mindess, 1990).

Tabela 3.11 Características mecânicas para diversos tipos de fibras

Material	Diâmetro (µm)	Densidade (g/cm ³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Deformação na ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	190-210	0,5-2,0	0,5-3,5
Vidro	9-15	2,60	70-80	2,0-4,0	2,0-3,5
Amianto	0,02-0,4	2,60	160-200	3,0-3,5	2,0-3,0
Polipropileno	20-200	0,90	5-7,7	0,5-0,75	8,0
Kevlar	10	1,45	65-133	3,6	2,1-4,0
Carbono	9	1,90	230	2,6	1,0
Nylon	-	1,10	4	0,9	13-15
Celulose	-	1,20	10	0,3-0,5	-
Acrílico	18	1,18	14-19,5	0,4-1,0	3,0
Polietileno	-	0,95	0,3	$0,7 \times 10^{-3}$	10,0
Fibra de madeira	-	1,50	71	0,9	-
Sisal	10-50	1,0-50,0	-	0,8	3,0
Matriz de cimento (para comparação)	-	2,50	10-45	$3,7 \times 10^{-3}$	0,02

Os principais tipos de fibras utilizadas no concreto são as de polipropileno e as de aço (Ver Figura 3.23). As fibras de polipropileno podem ser classificadas como fibras de

pequeno módulo, o que restringe sua aplicação ao controle de fissuração quando as matrizes possuem pequeno módulo de elasticidade. As fibras de aço podem ser classificadas como fibras de grande módulo. Logo, podem ser consideradas como fibras destinadas ao uso em concreto, ou seja, não se destinam ao mero controle de fissuras. (Domingues de Figueiredo, 2000).

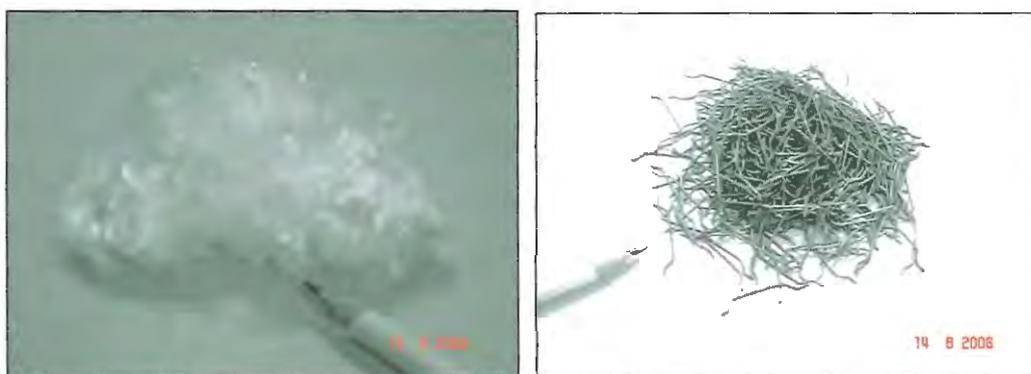


Figura 3.23 Fibras de Polipropileno e de aço para concreto

3.6.2 Tipos de fibras de aço

Basicamente, as fibras de aço (Ver **Figura 3.24**) são caracterizadas geometricamente pelo comprimento (l), forma e diâmetro equivalente (D_e). Da relação entre comprimento (l) e diâmetro equivalente (D_e), é obtida a relação de esbeltez ou fator de forma ($\lambda=l/D_e$) (Domingues *et al.*; 2008).

A ABNT NBR 15530: 2007 Fibras de Aço para Concreto – Especificado, apresenta a classificação das fibras de aço, com relação aos requisitos e tolerância específica do material. De acordo com sua forma geométrica, as fibras de aço pode ser de três tipos:

TIPO A: Fibras de aço com ancoragem nas extremidades;

TIPO C: Fibras de aço corrugadas;

TIPO R: Fibras de aço retas.

Além disso, a ABNT NBR 15530: 2007 classifica as fibras de aço segundo o aço que deu origem às mesmas:

CLASSE I: Fibras oriundas de arames trefilados a frio;

CLASSE II: Fibras oriundas de chapas laminadas cortadas a frio;

CLASSE III: Fibras oriundas de arames trefilados e escarificados.



Figura 3.24 Fibras de aço de 13 mm e 25 mm

Essa classificação também determina a forma da seção transversal, o que proporciona condições de se definir os requisitos finais da mesma, em conjunto com a resistência mínima do aço, (Ver Figura 2.25 e Tabelas 3.12 e 3.13), que permite definir o desempenho.

1. Fator de Forma (ℓ/d)



2. Resistência à Tração

4. Ancoragem

3. Forma Geométrica



ℓ = Comprimento d = Diâmetro

Figura 3.25 Propriedades geométricas

Tabela 3.12 Classificação e geometria das fibras de aço

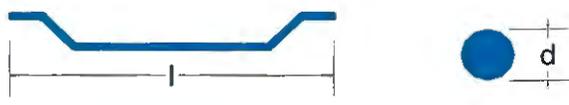
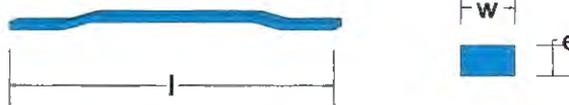
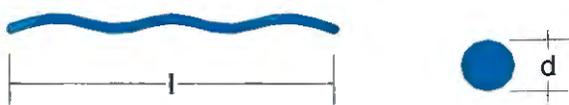
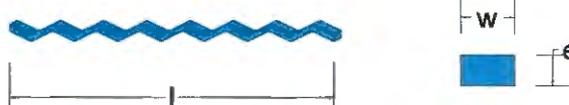
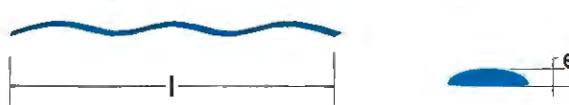
GEOMETRIA	TIPO GEOMETRIA	CLASSE DE FIBRA
	A	I
		II
	C	I
		II
		III
	R	I
		II

Tabela 3.13 Requisitos especificados pela ABNT NBR 15530: 2007 para as fibras de aço

FIBRAS	FATOR DE FORMA MÍNIMO $\lambda=l/d$	LIMITE DE RESISTÊNCIA A TRAÇO DO AÇO f_u
AI	40	1000
AII	30	500
CI	40	800
CII	30	500
CIII	30	800
RI	40	1000
RII	30	500

(Domingues *et al.*; 2008).

3.6.3 Volume crítico de fibras

A definição conceitual do volume crítico é a de que ele corresponde ao teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente para o compósito a partir da ruptura da matriz. Ou seja, menor que o volume crítico, no instante em que ocorrer a ruptura da matriz, ocorrerá, necessariamente, uma diminuição na capacidade resistente do material.

Na **Figura 3.26** observa-se compósito com fibras em pequenos teores (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração na flexão (Domingues de Figueiredo, 2000).

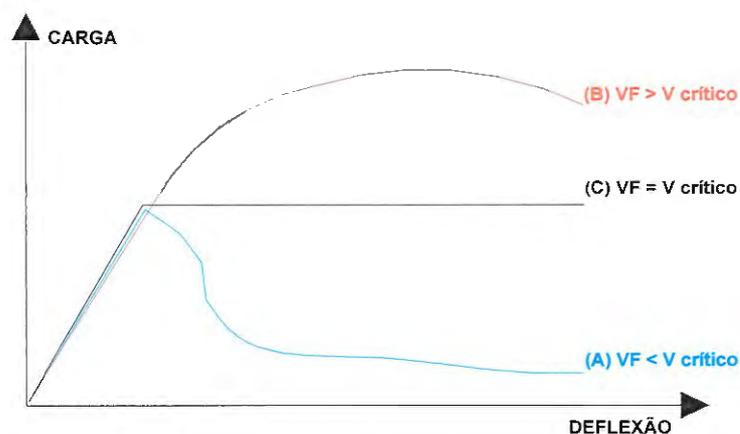


Figura 3.26 Volume crítico de fibra

3.6.4 Comprimento crítico (l_c)

Este fator é determinado através do estabelecimento do comprimento crítico (l_c). A definição do comprimento crítico está baseada no modelo que descreve a transferência de tensão entre a matriz e a fibra, como aumentando linearmente dos extremos para o centro da fibra. Essa tensão é máxima quando a tensão a que a fibra está submetida se iguala à tensão de cisalhamento entre a fibra e a matriz.

Na **Figura 3.27** são encontradas as situações possíveis de distribuição de tensão na fibra em relação ao comprimento crítico, quais sejam: $l=lc$, $l>lc$ e $l<lc$, onde l =comprimento da fibra (Domingues de Figueiredo, 2000).

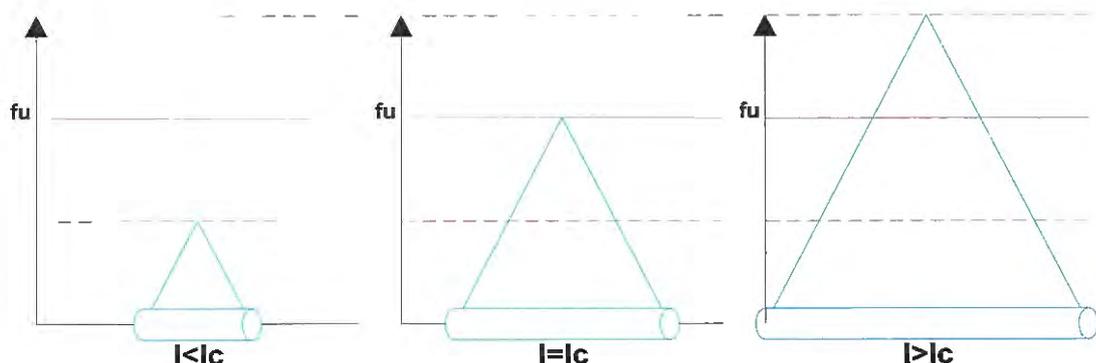


Figura 3.27 Comprimento crítico

3.7 Determinação do Concreto Auto-Adensável com Fibra de Aço (CAAFA)

Para a determinação dos CAA, a metodologia utilizada foi a mesma de Gomes (2002) e Almeida Filho (2006). A metodologia se baseia na otimização separada da composição da pasta e do esqueleto granular dos agregados. A pasta é composta de cimento (C), sílica ativa (SA), filler (F), água (A) e superplastificante (SP), enquanto o esqueleto granular é composto da otimização entre o agregado miúdo e o graúdo, de modo a se obter a maior compactação seca, sem haver a necessidade de compactar os agregados. Desse modo, há a redução de vazios no esqueleto granular. Além disso, para os CAAFA, só há que determinar o volume de fibras ótimo a adicionar depois de determinar a variação do volume da pasta, como se observa na **Figura 3.28**.

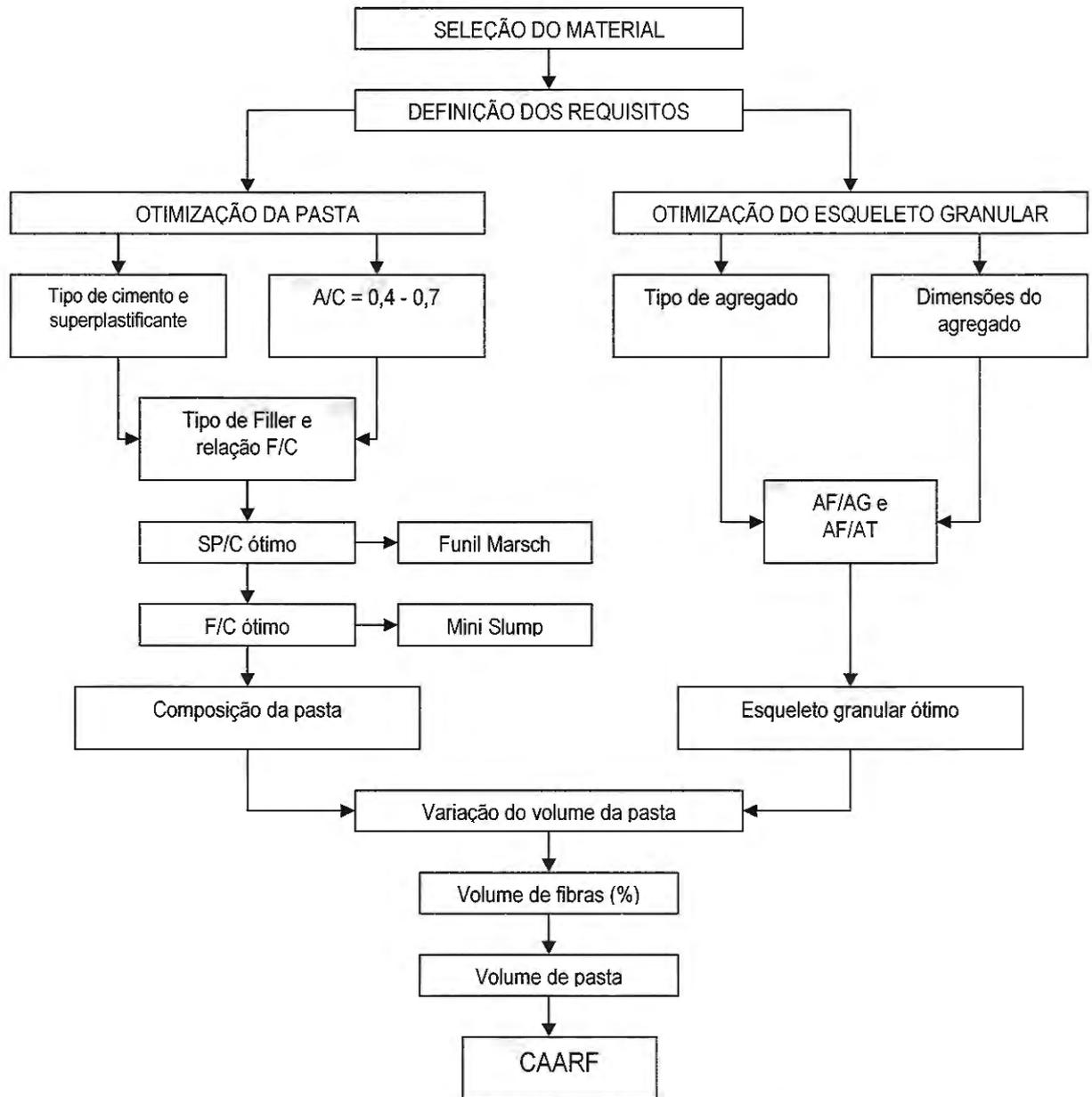


Figura 3.28 Esquema de otimização para o CAAFA

A Equação 3.1 mostra a forma de obter a dosagem de CAA.

$$w_c = 0,6 \cdot \left[\frac{\rho_p}{1 + A/C + 0,01 \cdot (SA/C + F/C) + 0,01 \cdot (SP/C)} \right] \quad (3.1)$$

Onde

(w_c) é a massa de cimento por m^3 (kg) e

(ρ_p) é massa unitária da pasta (kg/l)

Para a determinação da composição da pasta se utilizam relações em massa A/C, SA/C, SP/C e F/C. No caso de concretos de alta resistência se utiliza a relação SA/C=0,1; a relação A/C é fixada em 0,4 e, a partir daí, esse valor é reduzido até que se obtenha a resistência requerida (Gettu e Agulló, 2004a).

Com a determinação das relações A/C e SA/C, passa-se à determinação da dosagem tanto do superplastificante quanto da adição de filler, sendo que este pode ter ou não efeito pozolânico (filler calcário e filler quartzo, por exemplo). A relação SP/C é determinada a partir do ensaio de cone Marsh, que representa o ensaio de fluidez e otimização do teor de superplastificante na pasta. O cone Marsh utilizado tem abertura de 8 mm para pastas e 12,5 mm para argamassas. Quando se obtém a curva $\log(T_m) - SP/C$ (%), pode-se determinar o teor ótimo de superplastificante para um determinado tempo no qual foi realizado o ensaio. O teor ótimo é determinado a partir de um ângulo interno de $140^\circ \pm 10^\circ$ na curva $\log(T_m) - SP/C$ (%).

A dosagem de filler se faz a partir do ensaio de mini-abatimento ou mini-espalhamento Aïtcin, (2000). Esse ensaio se resume em medir o diâmetro do espalhamento, que deve estar dentro do limite de 18 ± 1 cm e de medir o tempo que a pasta leva para ultrapassar o diâmetro de 115 mm (T115), que deve estar dentro do limite de 3 ± 1 cm. Assim, a pasta que respeitar os limites estabelecidos terá a relação de filler com relação ao cimento ótima (Gettu e Agulló, 2004a; Gomes, 2002).

Conteúdo ótimo de pasta tem grande importância na fluidez e coesão do CAA, pois esta tem como função preencher os vazios existentes entre os agregados, propiciando assim a auto-adensabilidade no estado fresco e a resistência à compressão no estado endurecido (Gettu e Agulló, 2004a; Gomes, 2002).

Há que ter cuidado com o teor de fibras de aço na adição de CAA para que não perca as propriedades de fluidez, capacidade de passagem e resistência a segregação e avaliar os conteúdos ótimos por médio dos ensaios de espalhamento, funil-V, caixa-L, anel-J, entre outros.

De acordo com Wu e Yin (2003), uma solução efetiva para aumentar a resistência e a durabilidade de um concreto é adicionar pequenas quantidades de fibras, que podem ser: de madeira, metálicas ou poliméricas, além de outras. Autores como Campione *et al.*; (2005), e Lee e Choi (2003) verificaram que a adição de fibras ao concreto melhora suas propriedades mecânicas: a capacidade de absorção de energia, a resistência ao cisalhamento, a resistência à fadiga e a distribuição de fissuras, além de aumentar a sua resistência à tração.

3.8 Considerações Finais

O CAA utiliza uma tecnologia ampla de concretos de alta resistência, durabilidade e trabalhabilidade desenvolvidas nas últimas décadas, e proporciona benefícios como aumento da produtividade, ausência de vibração, com redução do ruído e economia de energia, redução de tempo em obra, compactação adequada em todos os lugares da estrutura e melhora na segregação, entre outros, pelo que sua aplicação se torna altamente recomendável na fabricação de elementos pré-moldados. A utilização de CAA exige um controle de qualidade rigoroso em todo seu processo de produção. Além disso, os CAA podem ser melhorados com a adição de fibras.

Na Tabela 3.14 está apresentado o resumo dos ensaios do concreto em estado fresco, segundo as relações de traços anteriormente apresentadas.

Tabela 3.14 Resultado dos ensaios do CAA em estado fresco

ENSAIOS	CONCRETOS fc 30 MPa			CONCRETOS fc 60 MPa		
	CAAP	CAA	CAAFA	CAAP	CAA	CAAFA
Caixa-L						
T ₆₀ (s)	5,30	3,05	3,98	3,53	2,65	4,11
RB	0,92	0,95	0,87	0,97	1,00	0,80
Anel-J						
T ₅₀ (s)	4,83	3,62	4,56	3,83	2,33	4,41
DJ esp. (cm)	72,50	74,0	65,0	78,3	85,8	68,0
RB		0,95	0,83		0,87	0,89
Espalhamento						
T ₅₀ (s)	4,71	4,21	4,97	4,09	2,89	5,99
DE esp. (cm)	70,1	76,5	69,5	80,5	83,5	70,9
Funil-V						
TV (s)	4,01	3,57	4,98	3,34	2,13	4,68

A temperatura ambiente e a umidade relativa do ar tiveram grande influência no comportamento do CAA tanto no estado fresco. Ainda, a presença de raios solares incidindo diretamente na betoneira aumentaram a perda de fluidez das séries de CAA com e sem fibras.

A utilização da metodologia adotada por Gomes (2002) e Almeida Filho (2006) foi adequada para a determinação da composição do traço para concretos auto-adensáveis de 30 MPa e 60 MPa, como se observa na **Tabela 3.15**

Tabela 3.15 Relações para CAA

RELAÇÕES	CONCRETOS	
	fc 30 MPa	fc 60 MPa
A/C =	0,6	0,4
F/C =	0,3	0,4
SA/C =	0,0	0,1
SP/C =	0,0015	0,015

Obs.: O volume de fibras de aço utilizado para os CAAFA foi de 1%, de 13 mm de comprimento.

AÇÕES MONOTÔNICAS E CÍCLICAS

4

CAPÍTULO

Neste capítulo são apresentados os tipos de carregamentos nas estruturas (estático ou monotônico e dinâmico ou cíclico), a classificação dos carregamentos cíclicos (baixos e altos ciclos) e o estudo de aderência sob ações cíclicas (repetidas unidirecionais e repetidas alternadas). Fernandes (2000), Barbosa (2001) e Castro (2002) realizaram uma ampla revisão bibliográfica sobre este assunto.

4.1 Considerações Iniciais

São muitas as tensões que ocorrem nas estruturas submetidas às ações estáticas e dinâmicas. A aderência entre os materiais componentes do concreto armado (aço e concreto) nos elementos estruturais (lajes, pilares, vigas e nós entre eles) é um dos problemas a ser considerado quando se referem aos carregamentos cíclicos ou dinâmicos.

Conforme ACI COMMITTEE 408 (2005) existem dois tipos de carregamento nas estruturas: estático e dinâmico. O primeiro atua permanentemente na estrutura, podendo ser de longa duração, de curta duração ou com cargas monotônicas. No segundo, a duração do carregamento na estrutura é variável. Entre as ações dinâmicas também estão situadas as ações cíclicas, que se subdividem conforme com o número de ciclos. Baixos ciclos (*low-cycles*), inferiores a 100 ciclos por segundo, representam bem o comportamento sísmico.

Altas cargas de vento e altos ciclos (*high-cycles*), entre 1.000 a 1.000.000 ciclos por segundo, assemelham-se ao comportamento de pontes e de estruturas que sustentam máquinas sujeitas a vibrações. De acordo com o tipo de tensão aplicada, as ações cíclicas podem ser repetitivas ou unidirecionais (caso típico de carregamento de fadiga) e alternadas (que se assemelham a um sismo).

Sismo ou terremoto é definido como um fenômeno de vibração brusca e passageira da superfície da terra, movimento causado pela liberação rápida de grandes quantidades de energia sob a forma de ondas sísmicas.

Os sismos ocorridos durante os últimos quinze anos em diferentes partes do mundo, entre eles, México 1985, Loma Prieta 1989, Norridge 1994 e Kobe 1995, mostraram sérias deficiências nas práticas construtivas e nas metodologias de análise e projetos. Como consequência dessas experiências, é muito importante a conscientização dos responsáveis sobre a necessidade de avaliar e reforçar edificações existentes e as construções futuras.

O caso mais comum de carregamento cíclico alternado é o sismo, que representa uma situação intermediária entre ensaios com controle de carga e deslocamento, e é caracterizado por uma alta frequência (CEB, Bulletin d'Information n.230, 1996).

O carregamento cíclico alternado produz degradações da resistência e da rigidez de aderência mais rigorosa que o mesmo número de ciclos de ação repetida.

4.2 Generalidades

Existem duas diferenças básicas entre um problema estático e um dinâmico. A primeira refere-se ao fato de que o carregamento em um problema dinâmico varia com o

tempo. A segunda e mais importante diferença é o aparecimento das forças inerciais que são contrárias à aceleração.

É importante ressaltar que um problema dinâmico não possui uma solução única como um problema estático, mas apresenta uma sucessão de soluções correspondentes ao tempo de interesse do problema (Barbosa, 2004).

O carregamento cíclico produz deterioração progressiva da aderência, podendo conduzir à ruptura para pequenas intensidades de tensão menor que a tensão última monotônica. A acumulação do dano na aderência é causada supostamente pela propagação de microfissuras e esmagamento progressivo do concreto em frente às nervuras das barras de aço, com aumento do deslizamento (Castro, 2002).

A fadiga é fenômeno associado às ações dinâmicas repetidas, e pode ser definida como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura de um material submetido a tensões repetidas. A intensidade da fadiga está estreitamente relacionada às propriedades dos seus materiais componentes, que nesse caso, tratam-se do aço, do concreto e da ligação entre eles (Fernandes, 2000).

4.3 Ações Monotônicas

As cargas monotônicas são as ações que atuam permanentemente na estrutura, podendo ser de longa ou de curta duração.

Segundo Li *et al.*; (2006), para os quatro trechos que constituem a relação analítica de aderência para carregamento monotônico, as tensões de aderência entre o concreto e a armadura podem ser calculadas como função do deslocamento relativo S , de acordo com a **Figura 4.1** e as Equações 4.1 a 4.4.

$$\text{Trecho ascendente: } \tau = \tau_u \left(\frac{S}{S_u} \right)^\alpha \quad (0 < S \leq S_u) \quad (4.1)$$

$$\text{Trecho horizontal: } \tau = \tau_u \quad (S_u < S \leq S'_u) \quad (4.2)$$

$$\text{Trecho descendente: } \tau = \tau_u + \frac{\tau_r - \tau_u}{S_r - S'_u} (S - S'_u) \quad (S'_u < S < S_r) \quad (4.3)$$

$$\text{Trecho restante: } \tau = \tau_r \quad (S > S_r) \quad (4.4)$$

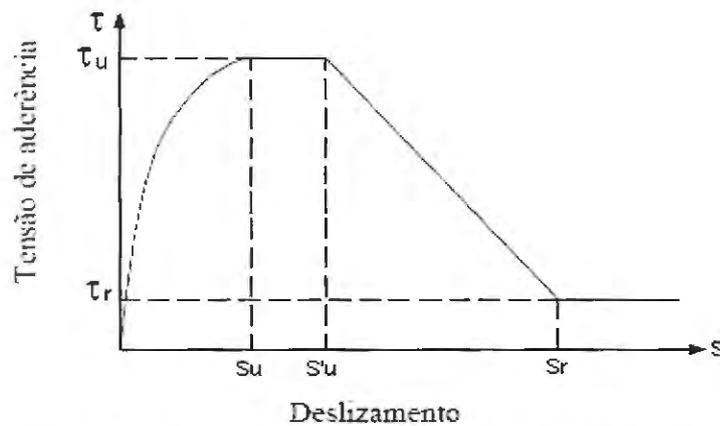


Figura 4.1 Relação analítica entre tensão de aderência e deslizamento sob carregamento monotônico (Li *et al.*; 2006)

Nas Equações (4.1) a (4.4) apresentadas por Li *et al.*; (2006),

τ_u : tensão última de aderência = soma de $2,33 \cdot \sqrt{fck}$ e $4,41 \cdot V_f$

f_c : tensão de compressão do concreto

V_f : volume de fibras de aço

τ_f : resto de fricção de tensão de aderência $\tau_f = 0,32 \cdot \tau_u$

$S_u = 0,10 \cdot c_o$

$S'_u = 0,18 \cdot c_o$

$c_o = S_r$, distância das nervuradas da barra de armadura

Na Tabela 4.1 são apresentados os parâmetros de S_u , S'_u , S_r , α , τ_u e τ_r para armadura nervurada, nas regiões de concreto confinado (ruptura por arrancamento da barra) e concreto não-confinado (ruptura por fendilhamento do concreto).

Tabela 4.1 Parâmetros para definição da relação entre a tensão de aderência e o deslizamento em barras nervuradas

Parâmetros (1)	Concreto não-confinado (ruptura por fendilhamento do concreto)		Concreto confinado (ruptura por arrancamento da barra)	
	Condições de aderência		Condições de aderência	
	Boas (2)	Demais casos (3)	Boas (4)	Demais casos (5)
S_u	0,6 mm		1,0 mm	
S'_u	0,6 mm		3,0 mm	
S_r	1,0 mm	2,5 mm	Espaço livre entre nervuras	
α	0,4		0,4	
τ_u	$2,0 \cdot \sqrt{fck}$	$1,0 \cdot \sqrt{fck}$	$2,5 \cdot \sqrt{fck}$	$1,25 \cdot \sqrt{fck}$
τ_r	$0,3 \cdot \sqrt{fck}$	$0,15 \cdot \sqrt{fck}$	$1,0 \cdot \sqrt{fck}$	$0,5 \cdot \sqrt{fck}$

Os valores das colunas (2) e (3) são válidos para cobrimento de concreto $c = \phi$ e armadura transversal A_{st} maiores que o valor mínimo, dado por:

$$A_{st, \min} = 0,25 \cdot n \cdot A_s \quad (4.5)$$

onde:

A_{st} : Área de estribos, com dois ramos, contida no comprimento de ancoragem;

n : Número de barras envolvidas pelos estribos;

A_s : Área de uma barra.

As colunas (4) e (5) são válidas para concreto confinado, caracterizado por: cobrimento $c \geq 5 \cdot \phi$, espaçamento entre barras maior que $10 \cdot \phi$, ou armadura transversal regularmente espaçada com uma área ($A_{st} > n \cdot A_s$), ou com grande pressão transversal ($p \geq 7,5 \text{ MPa}$ como pressão transversal média sob carga de projeto).

Para situações de $A_{st, \min} < A_{st} < n.A_s$ ou $0 < p < 7,5MPa$, os valores de S_u , S_r , τ_u e τ_r podem ser interpolados, linearmente, entre os valores para concreto confinado e não confinado. No caso de uma armadura transversal $A_{st} > A_{st, \min}$ ocorrer simultaneamente com uma pressão transversal, os efeitos devem ser sobrepostos.

Os valores da **Tabela 4.1** são válidos para trechos das barras que estão a uma distância $d > 5.\phi$ da fissura principal mais próxima. Para partes da barra de armadura que estão à distância $d \leq 5.\phi$ dessa fissura, a tensão de aderência τ_r e o deslizamento s devem ser reduzidos pelo fator λ , dado Equação (4.6):

$$\lambda = 0,2 \cdot \frac{d}{\phi} \leq 1 \quad (4.6)$$

Na **Tabela 4.2** estão apresentados os parâmetros válidos para barras lisas, tanto para concreto confinado quanto para não confinado.

Tabela 4.2 Parâmetros para definição da relação entre tensão de aderência e deslizamento em barras lisas

Parâmetros	Aço trefilado a frio		Aço laminado a quente	
	Condições de aderência		Condições de aderência	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
$S_u = S'_u = S_r$	0,01 mm		0,1 mm	
α	0,5		0,5	
$\tau_u = \tau_r$	$0,1 \cdot \sqrt{fck}$	$0,05 \cdot \sqrt{fck}$	$0,3 \cdot \sqrt{fck}$	$0,15 \cdot \sqrt{fck}$

Segundo o ACI COMMITTEE 408 (2005), as ações monotônicas de interação entre o aço e o concreto podem ser explicadas de acordo com a **Figura 4.2**, para pequenas tensões de aderência (ponto A). As fissuras causadas por tensão de cisalhamento começam a se propagar a partir do topo das nervuras; seus aumentos de aberturas e tamanho são controlados pela pressão de confinamento, a qual pode ser exercida pela armadura transversal. Grande parte da transferência de forças é atribuída ao engrenamento mecânico, com um ângulo de inclinação de 30°. O aumento do carregamento provoca o esmagamento

local do concreto na face das nervuras, produzindo uma redução da inclinação da tangente à curva (ponto B). Quando a tensão última de aderência for atingida (ponto C), as fissuras cisalhantes se estenderão ao longo de um comprimento considerável e o concreto próximo às nervuras será esmagado. Neste ponto, a linha de ação da força terá um ângulo de aproximadamente 45° . Aumentando-se o deslizamento a partir dessa intensidade, a tensão de aderência decresce lentamente. No momento em que as fissuras cisalhantes atingirem a base da nervura adjacente (ponto D), as tensões de aderência continuarão a decrescer. Quando o deslizamento tornar-se igual ao espaçamento entre as nervuras, apenas uma parcela do atrito passará a mobilizar a aderência (ponto E).

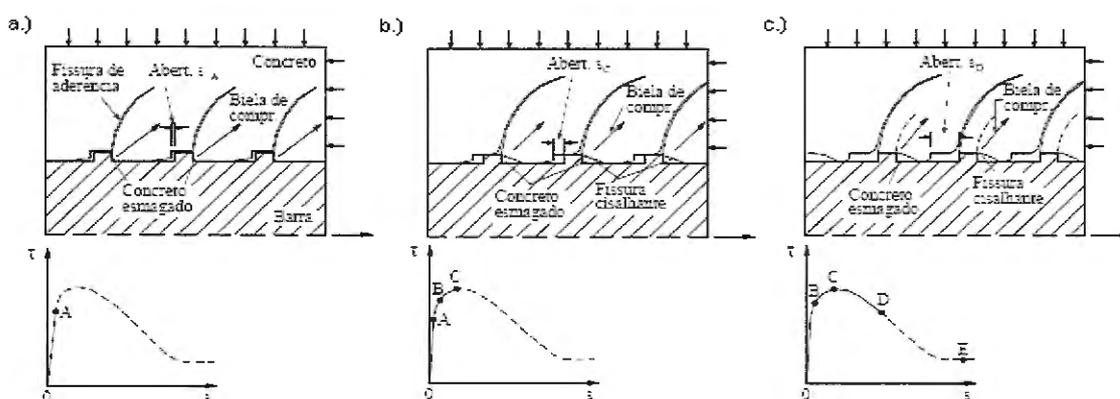


Figura 4.2 Mecanismo de aderência monotônica (Fernandes, 2000)

Almeida Filho (2006) analisou uma série de formulações utilizadas para prever o comportamento e o valor da resistência de aderência sob ações monotônicas de diferentes pesquisadores. Ver Tabela 4.3.

Onde “ τ ” é a resistência de aderência, “ c ” é o cobrimento, “ P ” é a força aplicada no ensaio de viga, “ s ” é o deslizamento da barra, “ l_d ” é o comprimento de ancoragem, “ ϕ_s ” é o diâmetro da barra, “ f_c ” é a resistência à compressão do concreto e “ f_{ctd} ” é a resistência à tração de cálculo do concreto.

Tabela 4.3 Formulações empregadas na determinação aproximada da resistência de aderência sob ações monotônicas

Pesquisador	Formulação	Unidade
Orangun <i>et al.</i> ; (1977)	$\tau = \left[1,22 + 3,23 \cdot \left(\frac{c}{\phi_s} \right) + 53 \cdot \left(\frac{\phi_s}{l_d} \right) \right] \cdot \sqrt{f_c}$	(PSI)
Kemp (1979)	$\tau = 232,2 + 2.716 \cdot \frac{c}{\phi_s} \cdot \sqrt{f_c}$	(PSI)
Chapman & Shah (1987)	$\tau = \left[3,5 + 3,4 \cdot \left(\frac{c}{\phi_s} \right) + 57 \cdot \left(\frac{\phi_s}{l_d} \right) \right] \cdot \sqrt{f_c}$	(PSI)
Harajli (1994)	$\tau = \left[1,2 + 3 \cdot \left(\frac{c}{\phi_s} \right) + 50 \cdot \left(\frac{\phi_s}{l_d} \right) \right] \cdot \sqrt{f_c}$	(PSI)
Al-Jahdali <i>e.t al.</i> ; (1994)	$\tau = \left[-0,879 + 0,324 \cdot \left(\frac{c}{\phi_s} \right) + 5,79 \cdot \left(\frac{\phi_s}{l_d} \right) \right] \cdot \sqrt{f_c}$	(S.I.)
Barbosa (2001)	$\tau = 19,36 \cdot s^{0,51}, (f_c < 50 \text{ MPa})$ $\tau = 32,58 \cdot s^{0,48}, (f_c \geq 50 \text{ MPa})$	(S.I.)
ABNT NBR 6118 (2003)	$\tau = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	(S.I.)
CEB-FIB (1999)	$\tau = 1,28 \cdot \frac{l_d}{\phi_s} \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right)$	(S.I.)
EUROCODE 2 (2002)	$\tau = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$	(S.I.)
EHE (1999) & Rilem-Ceb-Fib (1973)	$\tau = \frac{\sigma_s}{40}; \sigma_s = k \cdot \frac{P}{A_s}$	(S.I.)

4.4 Ações Cíclicas

Uma das principais conseqüências da ação cíclica é a deterioração progressiva da aderência, que pode ser observada como um incremento no deslizamento. Devido a esse processo de dano na ligação aço-concreto, a estrutura pode atingir a ruptura com intensidades de tensão menores que a tensão última monotônica. (Fernandes, 2000).

Segundo ACI COMMITTEE 408 (2005), as ações cíclicas de interação entre o aço e o concreto podem ser explicadas, no primeiro caso (**Figura 4.3 a.**), fazendo a inversão do deslizamento em um valor arbitrário antes de surgir a fissuração inclinada; o trecho de descarregamento é extremamente rígido (trecho **AF**), por ter, apenas uma pequena parte do

deslizamento, causada pela deformação inelástica do concreto. Quando o deslizamento na direção contrária for imposto à barra, a aderência se desenvolverá ao longo do trecho de atrito (trecho **FH**), com uma inclinação insignificante, por causa da superfície lisa do concreto envolvente à barra. Como as fissuras se fecham, a rigidez se torna pouco diferente da envoltória monotônica (ponto **HI**).

A partir dessa etapa, a curva de descarregamento **IKL** é muito semelhante à inicial **AFH**. A única diferença é que, devido à fissuração anterior e ao esmagamento do concreto na face das nervuras, o ponto **L**, onde as tensões de aderência começam a crescer novamente, é deslocado para a direita da origem. O engrenamento entre as nervuras vai sendo mobilizado gradualmente até o ponto **M**, a partir do qual a curva continua até a envoltória monotônica.

No segundo caso (**Figura 4.3 b**), se o descarregamento for feito após a formação das fissuras inclinadas, correspondente ao deslizamento na tensão última de aderência, o trecho de descarregamento será semelhante ao primeiro caso (**Figura 4.3 a**), até o ponto **F**. Como o dano é maior, a resistência de atrito mobilizada é um pouco mais elevada (ponto **G**). Com a inversão novamente do carregamento, o dente de concreto é pressionado pela nervura, com uma resistência menor devida às fissuras inclinadas. As fissuras de fendilhamento criadas no primeiro meio-ciclo são fechadas com uma tensão maior que a do primeiro caso (ponto **H**), induzindo a uma formação precoce de fissuras de fendilhamento na direção oposta. Essas fissuras, combinadas com as inclinadas existentes ao longo da barra, resultam em uma envoltória reduzida (trecho **HI**) e em uma diminuição na capacidade de aderência na segunda direção (ponto **I**). Fazendo o descarregamento e recarregamento a partir dessa etapa (trecho **IKLMN**), a resistência e rigidez de aderência tornam-se reduzidas, pelo fato de existir, entre as nervuras, apenas uma pequena parte restante de concreto não esmagado a ser "cortado". A resistência de aderência (ponto **N**) é substancialmente menor que a do ponto **C**, e menor que a do ponto **I**.

No terceiro caso (Figura 4.3 c), o descarregamento ocorre em um deslizamento muito maior que o correspondente à tensão última de aderência (ponto C), sendo a degradação, portanto, muito maior, e a resistência de atrito (ponto G) muito mais elevada que nos dois primeiros casos. Como as fissuras inclinadas se estendem ao longo de todo o concreto entre as nervuras, a parcela de força que pode ser transmitida por aderência é insignificante a partir da inversão do carregamento (trecho HIJ). O descarregamento e recarregamento na direção oposta (trecho JKLMN) resultam em uma deterioração significativa da capacidade de aderência, sendo a maior parte mobilizada pelo atrito, devido à grande perda da ancoragem mecânica.

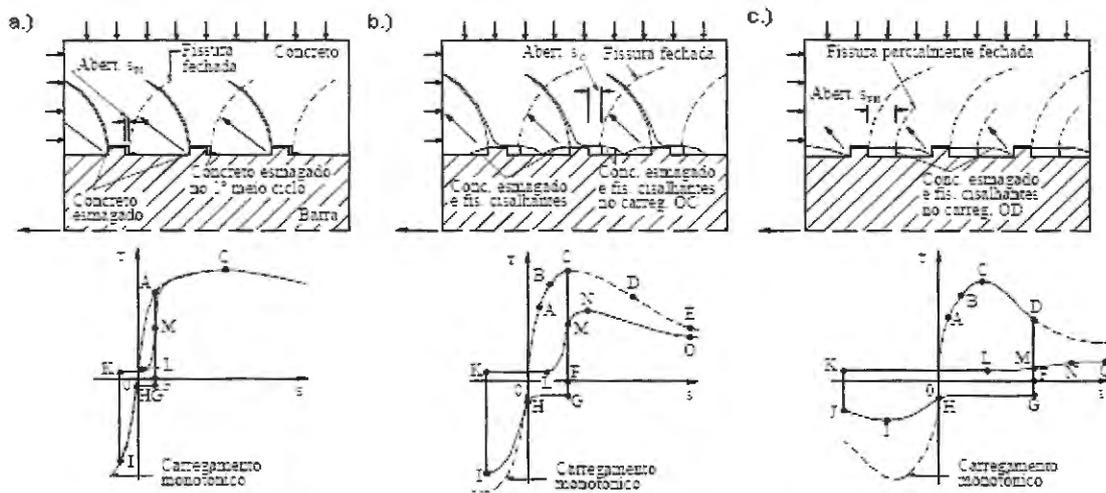


Figura 4.3 Mecanismos de aderência cíclica (Fernandes, 2000)

De acordo com o tipo de tensão aplicada, o carregamento cíclico pode ser repetido ou unidirecional (caso típico de carregamento de fadiga), e alternado (característico de sismos), conforme (ACI COMMITTEE 408, 2005).

4.4.1 Ação cíclica repetida ou unidirecional

Os ensaios sob carregamento repetido seguem as seguintes etapas: 1- elevação e subsequente manutenção do carregamento em valor prefixado, por um tempo suficiente

para reduzir sensivelmente os efeitos dessa manutenção sobre os acréscimos de deslizamentos. 2- aplicação de ciclos de carregamento repetido da ordem de 10^5 . 3- elevação do carregamento, em ensaio monotônico, a partir do valor superior já atingido, até arrancamento da barra.

Em relação ao parâmetro de repetição de carregamento, os deslizamentos devidos a uma força estática crescem progressivamente com a ação dinâmica dessa mesma força, mais rapidamente nos primeiros ciclos, e com incrementos gradativamente menores à medida que o número de ciclos aumenta, tendendo a uma estabilização em um valor final. Para o mesmo número de repetições, esses acréscimos, em valores absolutos, são proporcionais à grandeza do limite superior da força aplicada na barra. (Fernandes, 2000).

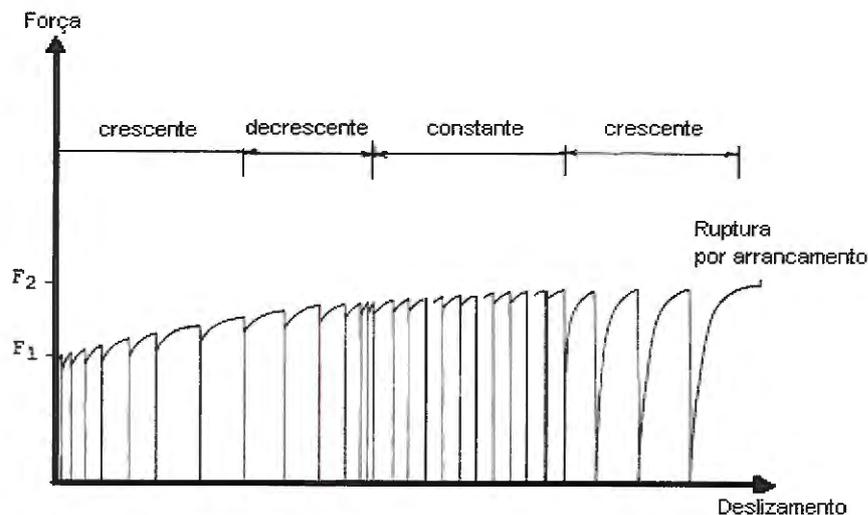


Figura 4.4 Aderência típica de falha de fadiga
(Balaz, 1986 apud ACI COMMITTEE 408, 2005)

Segundo ACI COMMITTEE 408 (2005), na Figura 4.4, existem quatro fases distintas no processo de fadiga da aderência sob carregamento repetido: durante os ciclos iniciais, a velocidade de deslizamento é crescente (primeira fase), em seguida, decresce (segunda fase), depois permanece constante (terceira fase) e finalmente cresce rapidamente até produzir a ruptura por arrancamento (quarta fase).

4.4.2 Ação cíclica alternada

Os ciclos de ações cíclicas alternadas produzem deteriorações maiores na resistência e na rigidez de aderência que o mesmo número de ciclos de ações repetidas.

Na **Figura 4.5** é apresentada a relação cíclica alternada de tensão de aderência versus deslizamento, de acordo com o modelo conceitual de aderência proposto por Tassios (1979) para carregamento monotônico, onde cada parâmetro e sua importância são analisados.

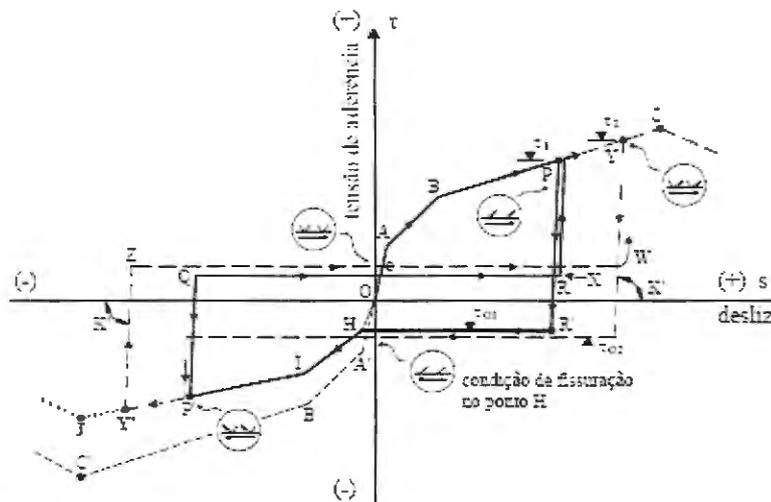


Figura 4.5 Relação entre tensão de aderência e deslizamento para carregamento cíclico alternado (Tassios, 1979 apud Fernandes, 2000)

O trecho **OP** é referente ao comportamento da aderência monotônica. Como primeira aproximação para a aderência cíclica alternada, o trecho de descarregamento **PR** possui a mesma inclinação da curva de carregamento $O\tau_0$. À medida que o deslizamento na direção contrária é imposto à armadura, será desenvolvida uma tensão de aderência negativa τ_{01} . Esse comportamento negativo da aderência continua constante devido à hipótese da tensão normal σ_y permanecer inalterada. Nesse caso, o ângulo β indicado de tensões entre fissuras transversais consecutivas é 45° , tornando as componentes σ_y e τ_1 de mesmo valor, para manter o equilíbrio de força.

No comportamento negativo da aderência, alguns aspectos característicos podem ser observados no concreto envolvente. As fissuras transversais diagonais são fechadas gradualmente até o ponto **H**, deixando o concreto “íntacto” novamente. Entretanto, as fissuras de fendilhamento geradas no ponto **P** permanecem abertas, supostamente, devido à suposição tensão normal σ_y permanece constante. Com isto, o carregamento negativo não acompanha a curva **OA'B'C'**, ocorrendo uma redução na resistência de aderência. Fernandes (2000).

Segundo Eligehausen (1983) e ACI COMMITTEE 408 (2005), a degradação da aderência depende, principalmente, do deslizamento máximo nas duas direções de carregamento. Na **Figura 4.6**, observa-se a amplitude entre esses deslizamentos em função do número de ciclos. Se a tensão de aderência máxima durante os ciclos não exceder 70 - 80% da resistência de aderência última monotônica, o desenvolvimento da curva $\tau_b - s$ tensão de aderência versus deslizamento não será significativamente influenciada até 10 ciclos (**Figura 4.6 a**). A tensão de aderência para o deslizamento máximo alcançado, sob ação cíclica alternada, diminui moderadamente com o aumento do número de ciclos.

Quando a tensão de aderência máxima atingida durante o carregamento cíclico alternado ultrapassar 80% da tensão de aderência última monotônica, a deterioração da aderência tornar-se-á significativa, conforme se observa nas **Figuras 4.6 b. e 4.6 c.** Com o aumento do deslizamento controlado, a deterioração da aderência também aumentará.

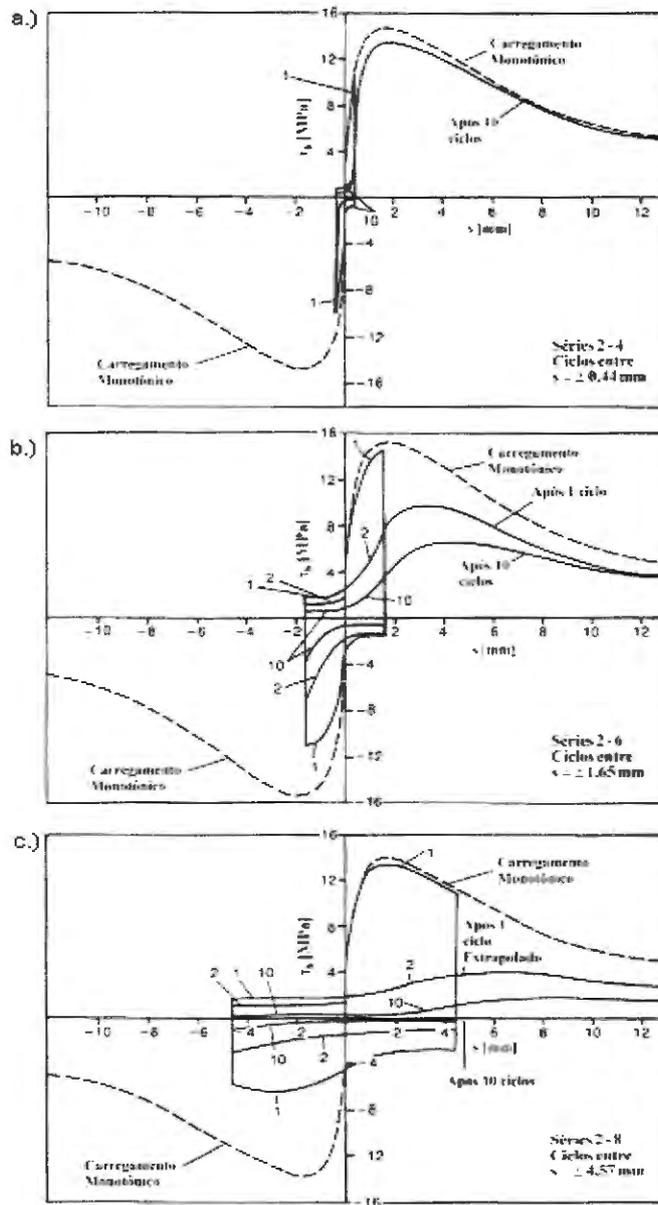


Figura 4.6 Curvas τ_b-s para diferentes amplitudes de deslizamento (Eligehausen, 1983 apud ACI COMMITTEE 408, 2005)

Segundo Hawkins *et al.*; (1982) apud ACI COMMITTEE 408 (2005), a deterioração da aderência será maior quando ocorrerem ações cíclicas alternadas, por uma total inversão do deslizamento, ou seja, quando o carregamento não produzir deslizamento somente em um sentido, como ilustra a Figura 4.7.

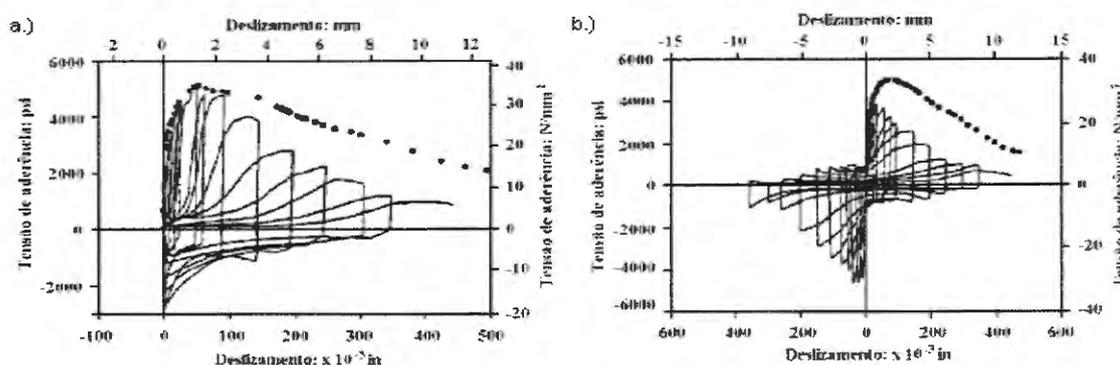


Figura 4.7 Comparação curvas τ_b-s sob ações monotônica e cíclica alternada
(a) sem inversão do deslizamento; (b) com inversão do deslizamento
(Hawkins *et al.*; 1982 apud ACI COMMITTEE 408, 2005)

Balázs (1991) analisou o comportamento da aderência, sob ação cíclica alternada, através de ensaios com controles da velocidade de força e de deslocamento.

Na **Figura 4.8** mostra-se o controle de deslocamento: à medida que se aplicavam os ciclos, diminuía a tensão de aderência correspondente ao deslizamento máximo (controlado) e a resistência de atrito (τ_f), ou seja, o ramo horizontal entre o descarregamento e o carregamento na outra direção.

Os ciclos são representados com sinal positivo ou negativo, conforme a direção onde se impõe o deslizamento controlado. A direção (direita) onde se aplica o primeiro carregamento foi designada pelo símbolo positivo. Dessa forma, o ciclo 1^+ representa o primeiro ciclo com deslizamento para direita e assim por diante. Os ciclos com deslizamento na direção contrária (esquerda) são representados com sinais negativos.

Na **Figura 4.8 b.** é apresentada a deterioração da tensão de aderência $\tau_b(n)$ correspondente ao deslizamento máximo, depois de n ciclos, em determinada direção, sendo representada a redução dessa tensão $\tau_b(n)$ em relação à tensão de aderência $\tau_b(1^+)$, correspondente ao deslizamento máximo (controlado) alcançado no primeiro ciclo à direita. Na **Figura 4.8 c.** é apresentada a deterioração da resistência de atrito. É mostrada a redução da resistência de atrito $\tau_f(n)$, depois do n ésimo ciclo em determinada direção, em

relação à tensão de aderência $\tau_b (n-1/2)$, correspondente ao deslizamento máximo, imposto na direção em questão, imediatamente antes do descarregamento.

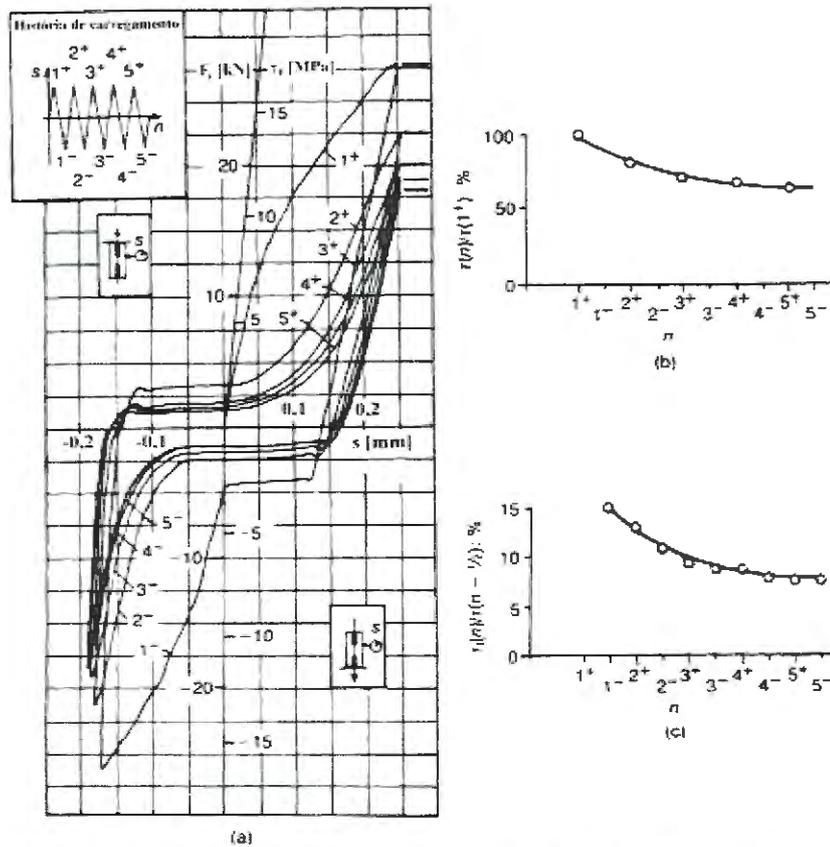


Figura 4.8 Resultados experimentais com inversão de deslizamento controlado ($d_b = 16$ mm (barra nervurada), $f_y=400$ MPa, $f_c = 25$ MPa, $l_b = 2d_b$): (a) curva força-deslizamento; (b) deterioração da tensão máxima de aderência; (c) deterioração da tensão máxima de atrito (Balázs, 1991 apud Castro, 2002)

Um ensaio cíclico, com diferentes valores de incremento no deslizamento, apresenta efeito acumulativo de dano na rigidez e na resistência a aderência. Na **Figura 4.9** comparam-se curvas monotônicas e cíclicas obtidas em diferentes tempos. Por outro lado, ciclos adicionais com valores menores que o pico do ciclo anterior não influenciarão significativamente no comportamento da aderência para valores de picos maiores.

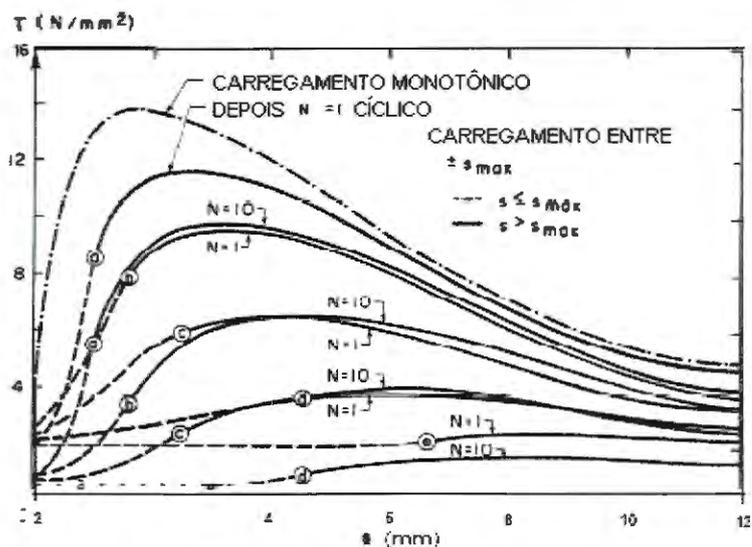


Figura 4.9 Efeito de número de ciclos na curva tensão de aderência - deslizamento

4.5 Considerações Finais

Para incrementos de carregamento estático ou monotônico, os fatores mais importantes que afetam o comportamento de aderência são a resistência do concreto, a qualidade da construção, a resistência de escoamento do aço, o diâmetro da barra de aço, a armadura transversal, o cobrimento e o espaçamento entre as barras de aço.

A maioria dos parâmetros que são de importância para o carregamento monotônico são também de importância para os carregamentos cíclicos. Além desses, porém, os trechos de tensão de aderência, o tipo de carga (repetidas ou unidirecionais e alternadas), a deformação e controle de carregamento, são de grande importância sob carregamentos cíclicos.

Para fazer algumas considerações sobre as ações cíclicas é preciso dividi-las em altos ciclos de carregamento (fadiga) e baixos ciclos de carregamento.

Altos ciclos de carregamento fadiga:

- Segundo vários estudos parecem que o efeito mais significativo do carregamento repetido é a redução de aderência por fissuras. Trechos de tensão de mais de 40% da força resistente produzem forças na armadura de ancoragem. Além disso, mostra-se que essas perdas podem ser tão grandes, chegando a 50% da força de arrancamento.

- Ciclos de tensão alternados tendem a deteriorar a aderência em uma taxa alta e provocam a fissura mesmo num pequeno número de ciclos ou em baixas cargas monotônicas tensões estaticamente aplicadas. Um importante fator em altos ciclos de fadiga é a fadiga da força resistente do concreto. Aparecem danos internos (propagação de microfissuras com carregamento repetido) que afeta na tensão de aderência.

- O mecanismo que rege a fissura é o esmagamento progressivo do concreto na frente das nervuras da barra de aço. Dados de ensaios indicam um comportamento muito semelhante entre a fadiga e carregamento mantido. É provável que os últimos modelos desenvolvidos possam ser estendidos ao modelo de dano devido à fadiga.

Baixos ciclos de carregamento

O problema dos baixos ciclos carregamento surge devido á deterioração da aderência, particularmente o momento resistente nos nós internos do pórtico. Da mesma forma, cargas cíclicas exigem resistência das ligações sobre a força resistência e a ductilidade das regiões a deslizar. Diversas observações sobre baixos ciclos de carregamento podem ser resumidas da seguinte forma:

- Quanto maior a amplitude da carga, maior o deslizamento adicional, especialmente após o primeiro ciclo. Alguns danos permanentes podem ocorrer de 60% a 70% quando a capacidade de aderência estática é atingida. Para os cálculos, o dano inicial pode ser sugerido como 50% da tensão de aderência 400 PSI (28,1 MPa).

- O carregamento de uma barra a uma intensidade arbitrária de tensão de aderência ou valor pequeno de deslizamento de dano inicial e descarregamento a zero; a relação monotônica entre a tensão e deslizamento para todos os efeitos práticos, pode ser

atingida novamente durante o carregamento. Este comportamento também ocorre para um grande número de carregamentos, contanto que a fissura de aderência não ocorra durante os carregamentos cíclicos.

- Carregando uma barra a uma tensão de aderência superior a 80% do resultado final produz como resultado um deslizamento permanente significativo. Além do carregamento, o deslizamento correspondente ao resultado de tensão último de aderência resulta em grandes perdas de tensão de aderência e rigidez.

- A deterioração de aderência sob grande amplitude de carregamentos cíclicos não pode ser evitada, exceto pelo uso de comprimento de ancoragem muito longo e substancial taxa de armadura transversal. Mesmo neste caso, danos de aderência próximos às áreas de tensão mais intensas não podem ser totalmente eliminados.

INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

5

CAPÍTULO

Neste capítulo, são descritas as metodologias utilizadas para a realização de ensaios de caracterização dos materiais e de arrancamento, a geometria dos modelos de arrancamento, a instrumentação e o equipamento utilizado, os materiais e as dosagens dos concretos utilizados.

5.1 Considerações Iniciais

O programa experimental, em sua parte inicial, compreendeu a caracterização das barras de aço (10 mm e 16 mm) usadas nos corpos-de-prova, dos tipos de concreto pesquisados (CC, CAA e CAAFA), a determinação dos modelos de ensaios de aderência para os ensaios de arrancamento (*pull-out*) monotônicos e cíclicos, a montagem na máquina universal de ensaios mecânicos servo-hidráulica e os ensaios mecânicos de compressão, tração e módulo de elasticidade do concreto e do aço.

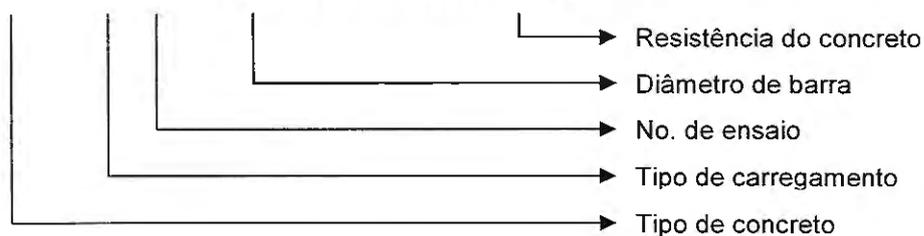
Foram feitos três modelos de corpos-de-prova de aderência por variável: um para ensaio monotônico e dois para ensaios cíclicos; igualmente foram feitos três corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm para cada um dos ensaios em estado endurecido (compressão, tração e módulo de elasticidade).

Em resumo, as variáveis escolhidos foram:

- Tipos de concretos de:
 - Concreto Auto-Adensável Piloto (**CAAP**)
 - Concreto Convencional (**CC**)
 - Concreto Auto-Adensável (**CAA**)
 - Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (**CAAFA**)
- Resistência média à compressão dos concretos:
 - f_c 30 MPa
 - f_c 60 MPa
- Diâmetros das barras de aços:
 - Barras de (10 mm)
 - Barras de (16 mm)
- Ações:
 - Carregamentos monotônicos (**M**)
 - Carregamentos cíclicos (**C**)

Os modelos foram designados, inicialmente, pelo tipo de concreto (**CAAP**, **CC**, **CAA** e **CAAFA**), seguido pela série e ação de carregamento (**M** ou **C**), pelo diâmetro da barra de aço (10 mm e 16 mm) e finalmente, pela resistência do concreto, como apresentado a seguir:

CAA C1 - 10 mm - 30 MPa



Na Tabela 5.1 apresenta-se a nomenclatura para os ensaios e as séries de modelos de corpos-de-prova.

Tabela 5.1 Modelos e séries de corpos-de-prova

MODELO	SÉRIE
CAAP M - 10 mm - 30 MPa	1
CAAP C1 - 10 mm - 30 MPa	
CAAP C2 - 10 mm - 30 MPa	
CAAP M - 10 mm - 60 MPa	2
CAAP C1 - 10 mm - 60 MPa	
CAAP C2 - 10 mm - 60 MPa	
CAAP M - 16 mm - 30 MPa	3
CAAP C1 - 16 mm - 30 MPa	
CAAP C2 - 16 mm - 30 MPa	
CAAP M - 16 mm - 60 MPa	4
CAAP C1 - 16 mm - 60 MPa	
CAAP C2 - 16 mm - 60 MPa	
CC M - 10 mm - 30 MPa	5
CC C1 - 10 mm - 30 MPa	
CC M - 10 mm - 60 MPa	6
CC C1 - 10 mm - 60 MPa	
CC C2 - 10 mm - 60 MPa	
CC M - 16 mm - 30 MPa	7
CC C1 - 16 mm - 30 MPa	
CC C2 - 16 mm - 30 MPa	
CC M - 16 mm - 60 MPa	8
CC C1 - 16 mm - 60 MPa	
CC C2 - 16 mm - 60 MPa	
CAA M - 10 mm - 30 MPa	9
CAA C1 - 10 mm - 30 MPa	
CAA C2 - 10 mm - 30 MPa	
CAA M - 10 mm - 60 MPa	10
CAA C1 - 10 mm - 60 MPa	
CAA C2 - 10 mm - 60 MPa	
CAA M - 16 mm - 30 MPa	11
CAA C1 - 16 mm - 30 MPa	
CAA C2 - 16 mm - 30 MPa	
CAA M - 16 mm - 60 MPa	12
CAA C1 - 16 mm - 60 MPa	
CAA C2 - 16 mm - 60 MPa	
CAAFa M - 10 mm - 30 MPa	13
CAAFa C1 - 10 mm - 30 MPa	
CAAFa M - 10 mm - 60 MPa	14
CAAFa C1 - 10 mm - 60 MPa	
CAAFa C2 - 10 mm - 60 MPa	
CAAFa M - 16 mm - 30 MPa	15
CAAFa C1 - 16 mm - 30 MPa	
CAAFa C2 - 16 mm - 30 MPa	
CAAFa M - 16 mm - 60 MPa	16
CAAFa C1 - 16 mm - 60 MPa	
CAAFa C2 - 16 mm - 60 MPa	

5.2 Geometria dos Modelos de Arrancamento e Montagem

Conforme comentado anteriormente, os modelos de arrancamento foram adaptados da Rilem-Ceb-Fib (1973), para ensaios cíclicos. Na **Figura 5.1** ilustra-se a geometria para os modelos de arrancamento em função do diâmetro da barra (d_b).

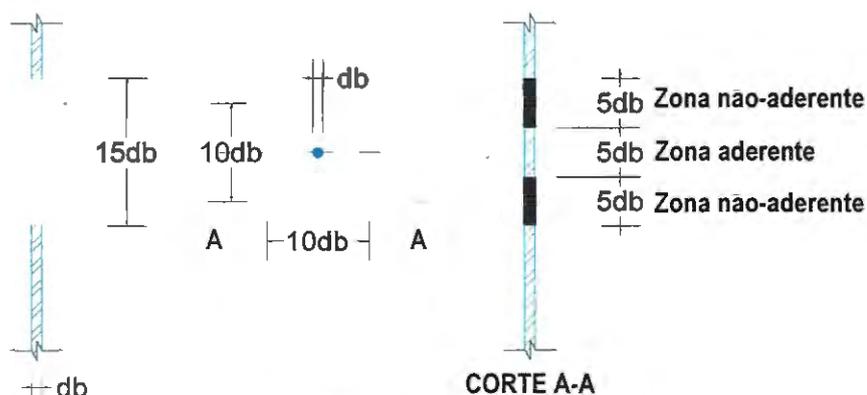


Figura 5.1 Modelo (Rilem-Ceb-Fib, 1973)

Rehm (1961) utilizou idêntico corpo-de-prova, que constava de um cilindro (ou um prisma) de concreto com uma barra centrada. Essa barra foi concretada com trechos sem aderência nas duas extremidades do corpo-de-prova.

Os modelos utilizados nos ensaios de arrancamento monotônicos e nos ensaios cíclicos alternados foram feitos utilizando-se barras de aço (10 mm e 16 mm) envoltas por modelos de corpos-de-prova de concreto (CC, CAA e CAAFA), com determinado comprimento aderente ($l_a = 5$ cm para a barra de aço de 10 mm e $l_a = 8$ cm para a barra de aço de 16 mm). O deslocamento da barra de aço foi medido em relação ao corpo-de-prova de concreto.

O tamanho e a forma do corpo-de-prova foram proporcionais ao diâmetro da barra de aço e ao comprimento do trecho de aderência da barra (comprimento de aderência l_a). Para conseguir simetria nos ensaios cíclicos alternados, o comprimento de aderência situou-se no terço médio do comprimento total do modelo de corpo-de-prova (**Figuras 5.2 e 5.3**).

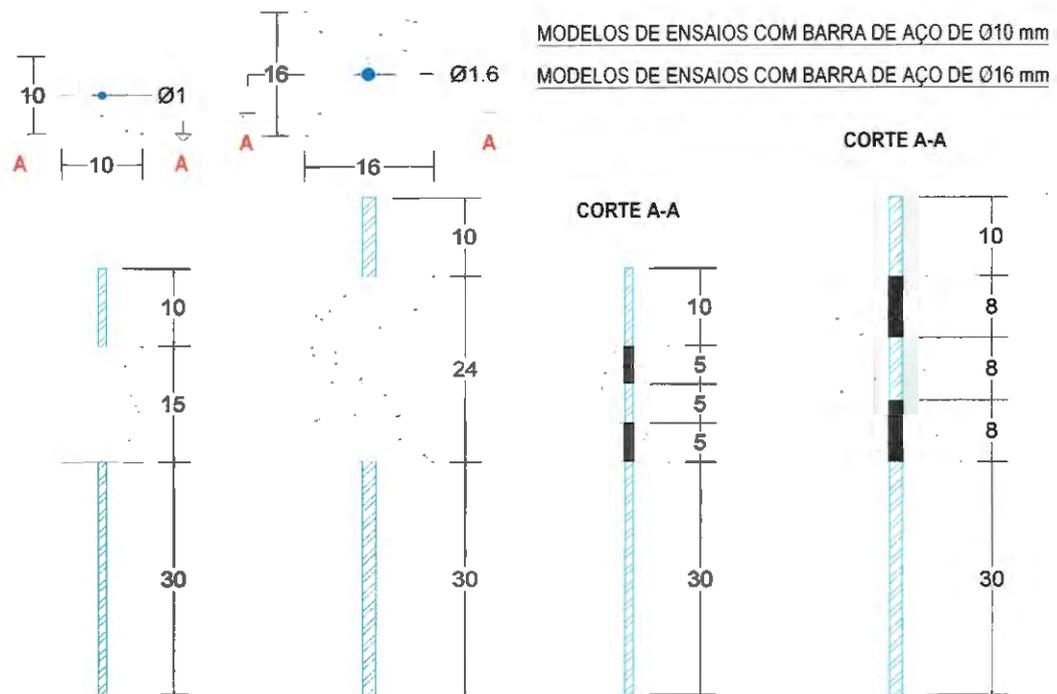


Figura 5.2 Modelo de corpos-de-prova para ensaios de arrancamento com barras de 10 mm e 16 mm.



Figura 5.3 Corpo-de-prova com barras de aço de 10 mm e 16 mm

Nas Figuras 5.4 e 5.5 apresenta-se a montagem da máquina universal e a instrumentação para os ensaios de arrancamento e ensaios cíclicos alternados. Dois transdutores de 20 mm e 10 mm, presos às barras de aço, foram utilizados na parte superior e na inferior, respectivamente. O corpo-de-prova foi confinado entre duas chapas de aço, o que permitiu o deslizamento da barra de aço nas duas direções.

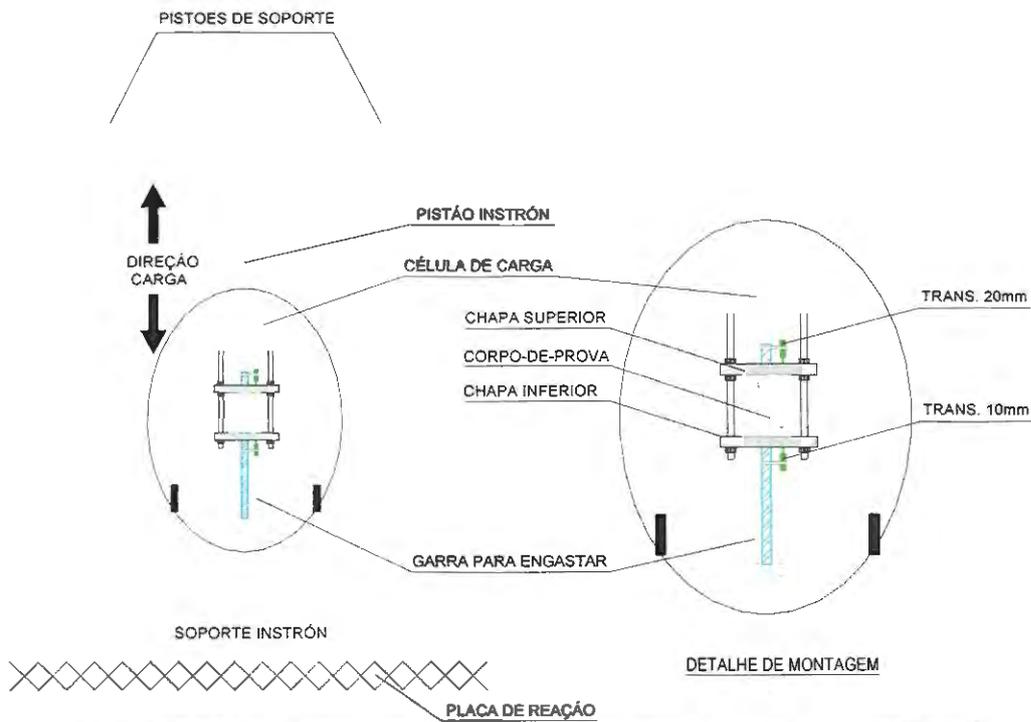


Figura 5.4 Montagem e instrumentação para ensaios na máquina universal

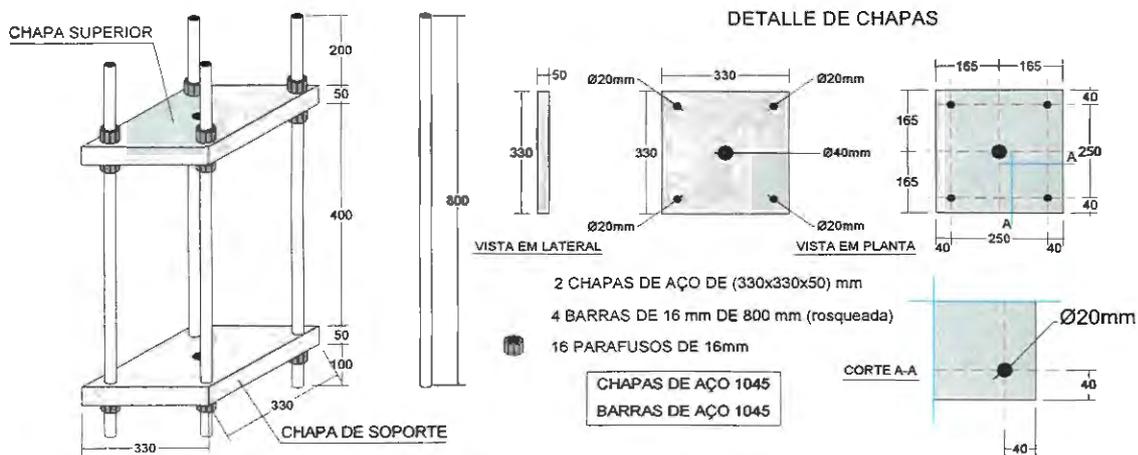


Figura 5.5 Montagem para a máquina INSTRON

5.3 Instrumentação e Equipamento Utilizado para os Ensaios dos Modelos de Arrancamento

Na Tabela 5.2 e na Figura 5.6 são apresentados a instrumentação e o equipamento utilizados nos ensaios de caracterização dos materiais e nos ensaios de arrancamento monotônicos e cíclicos.

Tabela 5.2 Instrumentação e equipamento utilizado

INSTRUMENTO OU EQUIPO	TIPO	MARCA	CARACTERÍSTICA	FINALIDADE
Máquina universal de ensaios mecânicos, servo-hidráulica, controlada por computador	Modelo 8506	INSTRON	Capacidade de 2500 kN, deslocamento do pistão de ≈ 125 mm, altura útil de ensaio 4 m	Ensaio estático, dinâmico e tração do aço
Máquina universal de ensaios mecânicos, servo-hidráulica, controlada por computador	Modelo 5595300 HVL	SATEC SYSTEM INSTRON	Capacidade de 1500 kN, controle de deslocamento, altura útil de ensaio 1,5 m	Ensaio de módulo do concreto
Máquinas hidráulicas elétricas	Modelo Autotest 2000	ELE	Com capacidade para compressão 150 kN e 2000 kN, e flexão 100 kN	Ensaio de corpos-de-prova compressão e flexão
Transdutor de deslocamento	DTH A-10	KYOWA	Base=10 mm Resolução=0,001 mm	Medição de deslocamentos
Transdutor de deslocamento	DTH A-20	KYOWA	Base=20 mm Resolução=0,002 mm	Medição de deslocamentos
Misturador de argamassa	BP 20 C	G. PANIZ	Capacidade 5L	Medição relação C/SP
Balança digital	SB 24001 DeltaRange	Metter Toledo	Capacidade máx 24100 g mín 5 g	Massa do material de traço

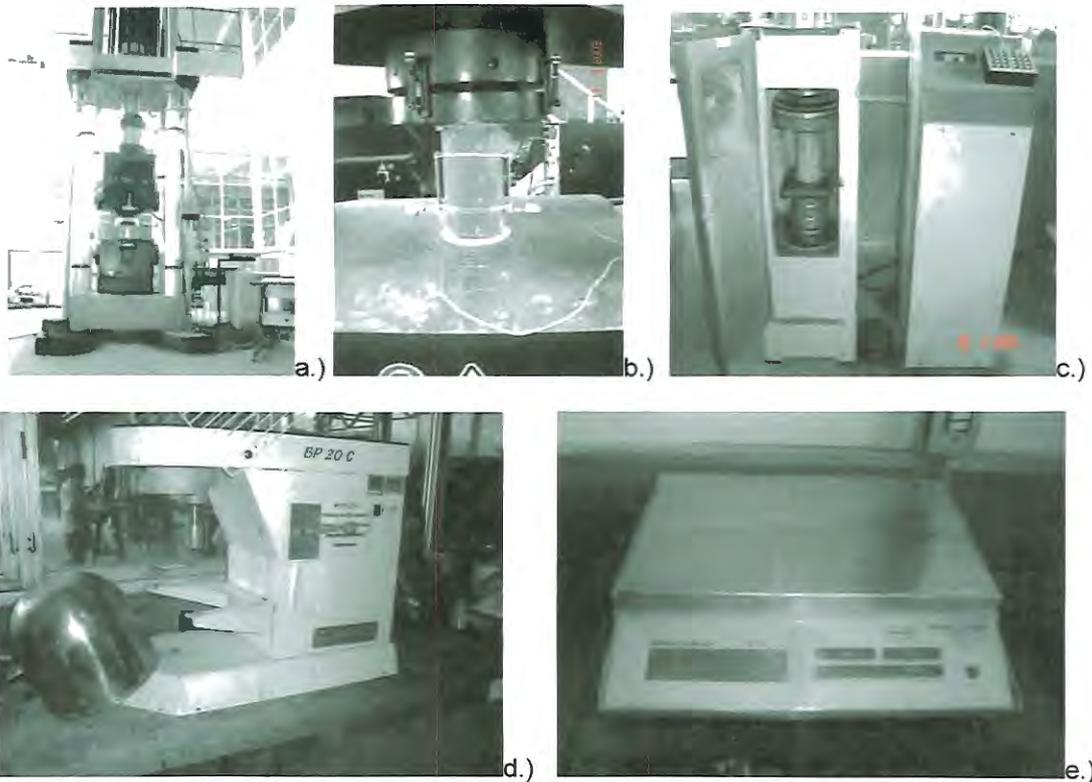


Figura 5.6 (a) Máquina universal de ensaios mecânicos servo-hidráulica Modelo 8506
(b) Máquina universal de ensaios mecânicos servo-hidráulica Modelo 5595300 HVL
(c) Máquinas hidráulicas elétricas
(d) Misturador de argamassa
(e) Balança digital

5.4 Materiais Utilizados no Traço dos Concretos

Para os três traços do concreto estudados (CC, CAA e CAAFA) utilizou-se os mesmos materiais (cimento e agregados). As propriedades do cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V ARI FÁCIL), obtidas conforme as normas ABNT NBR 5733: 1991 podem ser observadas na **Tabela 5.3**.

Tabela 5.3 Propriedades físico-químicas do cimento

Parâmetros	Valores obtidos
No. 325	3%
Superfície Blaine	4500
Tempo de pega	130 mín
Resistência à compressão	28 dias = 53 MPa
Coloração	Clara e uniforme

A água empregada na mistura foi a proveniente da rede pública de abastecimento de São Carlos.

O agregado miúdo classifica-se conforme norma ABNT NBR 7211: 1983, com um módulo de finura médio, de 1,92, massa unitária de 1,513 g/cm³ e massa específica de 2,630 g/cm³. Na **Tabela 5.4** podem ser observados os valores obtidos das análises granulométricas.

Tabela 5.4 Análise granulométrica de agregado miúdo ABNT NBR 7217: 1987

Peneira (mm)	Material retido (g)		% retida		% retida acumulada	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2
9,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,2	9,0	7,9	1,8	1,6	1,8	1,6
0,6	30,6	28,5	6,1	5,7	7,9	7,3
0,3	385,6	390,9	77,1	78,2	85,1	85,5
0,15	62,8	62,1	12,6	12,4	97,6	97,9
Fundo	11,0	9,9	2,2	2,0	99,8	99,9
Dimensão máxima característica (mm)					1,2 mm	
Módulo de finura médio					1,92	

Para o agregado graúdo, a ABNT NBR 9937: 1987 estabelece o ensaio de determinação da massa específica, tanto na condição seca (γ_s), quanto na condição

saturada e superfície seca (γ_{SSS}) para, a partir daí, determinar-se o índice de absorção do agregado (a). (Ver Tabela 5.5).

Tabela 5.5 Características do agregado graúdo

Características	Valores obtidos
Massa específica (γ_s)	2,828 g/cm ³
Condição saturada e superfície seca (γ_{SSS})	2,876 g/cm ³
Absorção (a)	1,71 %

As características do agregado graúdo a definir são: o módulo de finura médio de 7,84, massa unitária de 1,435 g/cm³ e massa específica de 2,828 g/cm³. Na Tabela 5.6 podem ser observados os valores obtidos da granulométrica.

Tabela 5.6 Análise granulométrica de agregado graúdo ABNT NBR 7217: 1987

Peneira (mm)	Material retido (g)		% retida		% retida acumulada	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2
25	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12,5	151,6	140,9	30,3	28,2	30,3	28,2
9,5	154,3	181,7	30,9	36,3	61,2	64,5
6,3	181,0	153,2	36,2	30,6	97,4	95,2
4,8	8,0	11,2	1,6	2,2	99,0	97,4
2,4	3,2	7,4	0,6	1,5	99,6	98,9
1,2	0,3	1,5	0,1	0,3	99,7	99,2
0,6	0,1	0,5	0,0	0,1	99,7	99,3
0,3	0,2	0,5	0,0	0,1	99,7	99,4
0,15	0,2	0,9	0,0	0,2	99,8	99,6
Fundo	0,9	1,3	0,2	0,3	100,0	99,8
Dimensão máxima característica					19 mm	
Módulo de finura médio					7,84	

O superplastificante utilizado "GLENIUM 51" foi o de 3º geração, baseado em Policarboxilatos, que atende às prescrições das normas ASTM C 494/C 494M (2001) (tipos A e F), ASTM C1097 (2001) e é compatível com todos os cimentos que atendem à norma ASTM C150 (2000). Os dados técnicos podem ser observados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 Dados técnicos superplastificante GLENIUM 51

Parâmetros	Valores obtidos
Aspecto	Líquido viscoso
Cor	Bege
Densidade	1,067 a 1,107 g/cm ³
pH	5 a 7
Sólidos	28,5 a 31,5 %
Viscosidade	95 a 160 cps

A sílica ativa é considerada um material importante para o CAA. Os dados técnicos da sílica ativa utilizada são apresentados na **Tabela 5.8**, conforme as recomendações da norma ASTM C1240 (2000).

Tabela 5.8 Dados técnicos sílica ativa

Parâmetros	Valores obtidos
Aspecto	Pó ultrafino
Cor	Cinza clara
Densidade	2,2 gramas/cm ³
Base química	Dióxido de Silício

Vale salientar que, de acordo com a relação A/C utilizada para o CAA, de 30 MPa aos 28 dias, a sílica ativa não foi utilizada nesse concreto.

A **Tabela 5.9** ilustra as características físico-químicas do filler (pó de calcário) utilizado.

Tabela 5.9 Propriedades físico-químicas do filler calcáreo

Parâmetro	Resultados
Cor	Cinza
Diâmetro médio	45 µm
<i>Características Químicas</i>	
CaO	55,17%
MgO	0,13%
Fe ₂ O ₃	0,07%
Al ₂ O ₃	0,30%
SiO ₂	0,77%
<i>Características Físicas</i>	
Absorção DOP (%)	28 – 32
pH (sol. Aqu. 5%)	10 – 11
Densidade aparente (g/cm ³)	1 – 1,2
Perda ao fogo (850°C)	45% máx.
Absorção óleo de linhaça (%)	23 – 27

As fibras de aço utilizadas para os concretos (CAAFA) foram de tipo (A) e classe (I) e apresentam as seguintes propriedades, segundo as ABNT NBR 15530: 2007, (Ver **Tabela 5.10**).

Tabela 5.10 Dados microfibras de aço

Características	Valores Obtidos
Comprimento (l)	13 mm
Diâmetro (d)	0,75 mm
Fator de forma ($\lambda=l/d$)	17,33
Resistência à tração	1100 N/mm ²
Peso Específico	7850 kg/m ³

Nesta pesquisa foram utilizadas barras de aços CA-50, de 10 mm e 16 mm de diâmetros, caracterizados conforme as recomendações das normas ABNT NBR 6152: 1992 e ABNT NBR 7480: 2007 (Ver **Figura 5.7**).

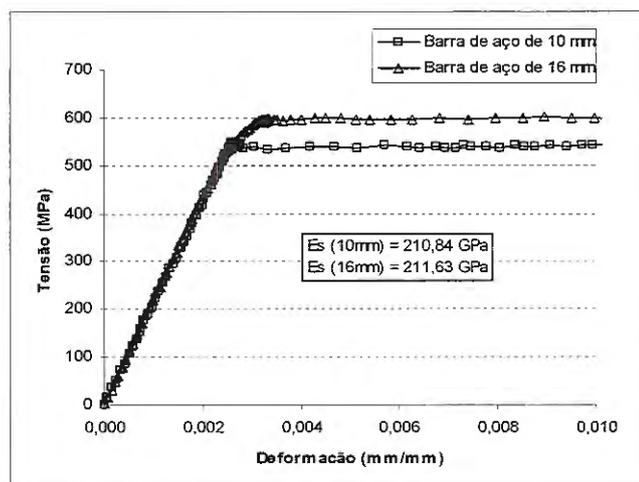


Figura 5.7 Diagramas tensão deformação para aços de 10 mm e 16 mm

5.5 Dosagem dos Materiais

O programa experimental foi iniciado com um adequado estudo piloto do concreto auto-adensável e a determinação da pasta para se obter fluidez e coesão entre suas partículas. A teoria envolve a aplicação de dosagens de superplastificantes e de fillers para garantir a fluidez e a coesão, respectivamente.

Para a determinação do índice de fluidez da pasta foi utilizada a ABNT NBR 7682: 1983, que prescreve o método para determinação do índice de fluidez de calda de cimento para injeção, utilizando o funil Marsh.

Para se determinar o ponto de saturação da pasta foi utilizado o Método de Aïtcin (2000). Este procedimento consistiu em montar-se a curva em escala logarítmica do tempo de fluidez (T_m) vs. a relação SP/C e considerar a tangente para a menor razão SP/C. As

Figura 5.8 e 5.9 ilustram os processos para determinação dos pontos de saturação de uma pasta para os concreto de 30 MPa e 60 MPa, respectivamente.

Os teores ótimos de superplastificante “GLENIUM 51” para os concretos de f_c 30 MPa e f_c 60 MPa, foram considerados para as misturas de cimento e água, obtendo-se os valores de 0,15% para $A/C=0,6$ e de 1,5% para $A/C=0,4$, respectivamente, para cada concreto.

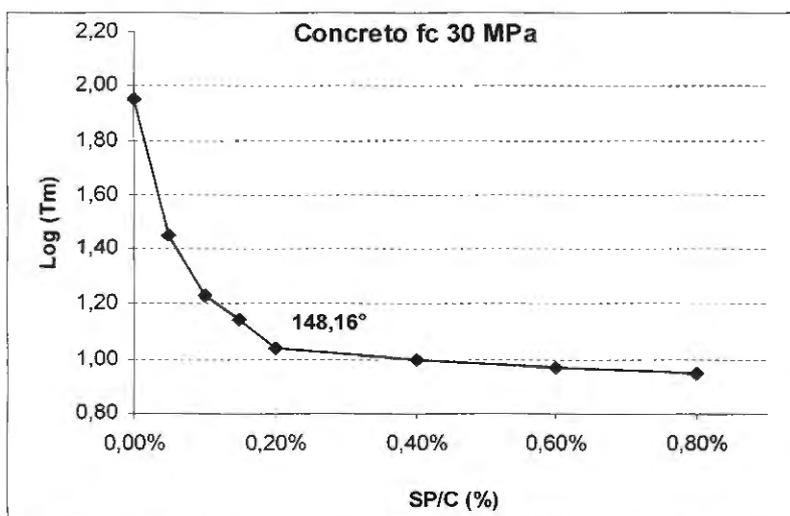


Figura 5.8 Modelos para determinação do ponto de saturação Método de Aitcin, para concreto de f_c 30 MPa

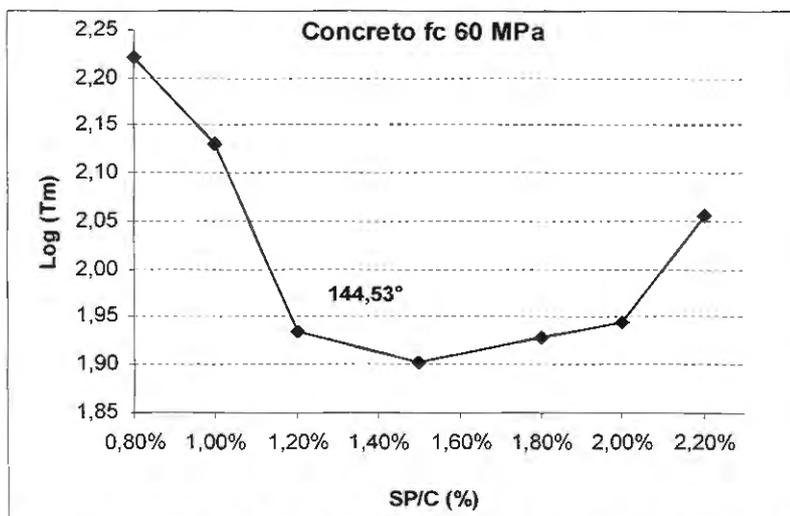


Figura 5.9 Modelos para determinação do ponto de saturação Método de Aitcin, para concreto de f_c 60 MPa

5.5.1 Concretos Convencionais (CC)

A composição do traço para o CC foi iniciada com um estudo de dosagem para resistência à compressão de 30 MPa e 60 MPa, aos 28 dias; os respectivos traços em massa são apresentados na **Tabela 5.11**.

Tabela 5.11 Composição do Traço do CC por m³

MATERIAL	QUANTIDADE	
	f _c 30 MPa	f _c 60 MPa
Cimento	365,30	488,30
Água	260,80	227,00
Areia	883,90	766,60
Brita	942,30	942,40
CC f _c 30 MPa	1:0,71:2,42:2,58	
CC f _c 60 MPa	1:0,46:1,57:1,93	

5.5.2 Concretos Auto-Adensáveis (CAA)

Para a determinação da composição do traço para o CAA, a metodologia foi a seguida pelo pesquisador Gomes (2000), para os concretos de resistência à compressão de 30 MPa e 60 MPa aos 28 dias. Os valores obtidos, em massa, são apresentados na **Tabela 5.12**.

Tabela 5.12 Composição do Traço do CAA por m³

MATERIAL	QUANTIDADE	
	f _c 30 MPa	f _c 60 MPa
Cimento	377,74	329,89
Silica	0,00	39,29
Água	226,65	157,16
Filler	113,32	157,16
Areia	750,92	785,96
Brita	821,93	860,29
Superplastificante	0,57	5,30
CAA f _c 30 MPa	1:0,00:0,60:0,30:1,99:2,18:0,002	
CAA f _c 60 MPa	1:0,12:0,48:0,48:2,38:2,61:0,02	

5.5.3 Concretos Auto-Adensáveis com Fibras Aço (CAAFA)

Na composição do CAAFA, trabalhou-se com as mesmas quantidades em massa do CAA, mais uma adição de 1% de fibras de aço de 13 mm para os concretos de resistência à compressão de 30 MPa e de 60 MPa, aos 28 dias. Ver **Tabela 5.13**.

Tabela 5.13 Composição do Traço do CAAFA por m³

MATERIAL	QUANTIDADE	QUANTIDADE
	f _c 30 MPa	f _c 60 MPa
Cimento	377,74	329,89
Sílica	0,00	39,29
Água	226,65	157,16
Filler	113,32	157,16
Areia	750,92	785,96
Brita	821,93	860,29
Superplastificante	0,57	5,30
Fibras metálicas	75,37	78,89
CAAFA f _c 30 MPa	1:0,00:0,60:0,30:1,99:2,18:0,002:0,20	
CAAFA f _c 60 MPa	1:0,12:0,48:0,48:2,38:2,61:0,02:0,24	

5.6 Ensaio de Caracterização dos Concretos

Segundo Mehta e Monteiro (2006), o concreto de peso normal ou concreto corrente, muito utilizado em peças estruturais, possui geralmente 2400 kg/m³. Os concretos leves são aqueles cujas massas específicas são menores que 1800 kg/m³ e por outro lado, os concretos pesados, produzidos a partir de agregados de alta densidade, geralmente pesam mais que 3000 kg/m³.

Pinheiro *et al.*; (2004) consideram os concretos de massa específica normal compreendida entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³. Para efeitos de cálculo, pode-se adotar, para concreto simples, o valor 2400 kg/m³ e, para concreto armado, 2500 kg/m³.

Segundo Mehta e Monteiro (2006), com relação à resistência à compressão aos 28 dias, o concreto pode ser dividido em três categorias:

- Concreto de pequena resistência: resistência à compressão menor que 20 MPa;

- Concreto de resistência moderada: resistência à compressão de 20 a 40 MPa;
- Concreto de alta resistência: resistência à compressão superior a 40 MPa.

As principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Essas propriedades são determinadas a partir de ensaios executados em condições específicas. Geralmente, os ensaios são realizados para controle da qualidade e atendimento às especificações.

5.6.1 Ensaio de Resistência à Compressão (f_c)

A resistência à compressão é considerada a propriedade mecânica mais importante para um lote de concreto, ensaiada segundo as normas ABNT NBR 5738: 1994 e ABNT NBR 5739: 1994.

Os ensaios de compressão axial foram realizados aos 7, 14 e 28 dias, quando três cilindros de prova de 10 cm x 20 cm foram utilizados para cada um dos tipos de concreto (CAAP, CC, CAA e CAAFA).

A resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) pode ser adotado em função da sua resistência média à compressão (f_{cm}): (Ver **Figura 5.10**).

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot s$$

Onde:

f_{cm} : é a média aritmética dos valores de f_c

1,65: corresponde ao quantil de 5%

s : desvio-padrão correspondente à distância entre a abscissa de f_{cm} e a do ponto de inflexão da curva. (ponto em que muda de concavidade).

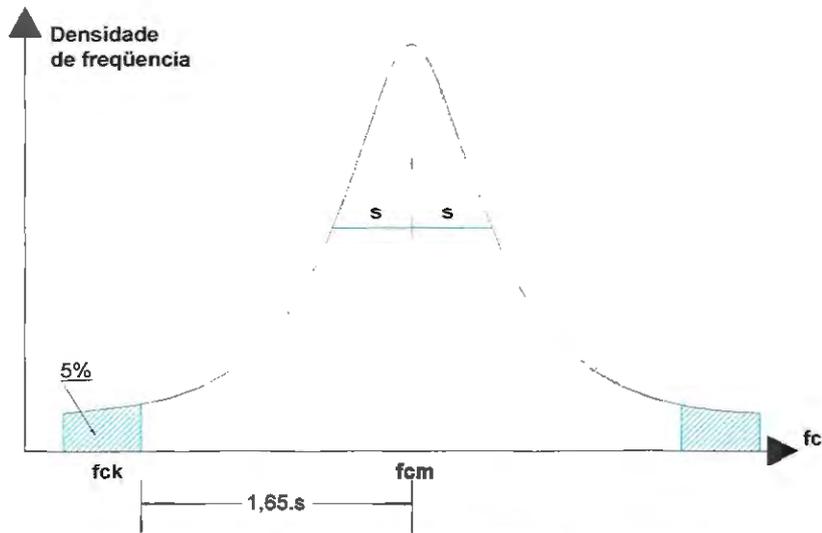


Figura 5.10 Resistência do concreto à compressão

5.6.2 Ensaio de Tração na Compressão Diametral (f_{ct}) (splitting test)

É o ensaio mais utilizado. Também é conhecido internacionalmente como Ensaio Brasileiro, pois foi desenvolvido por Lobo Carneiro, em 1943. Para a sua realização é utilizado um corpo-de-prova cilíndrico de 10 cm por 20 cm, com o eixo horizontal entre os pratos da prensa (Ver Figura 5.11), sendo aplicada uma força até a sua ruptura, por tração indireta (ruptura por fendilhamento). Pinheiro *et al.*; (2004)

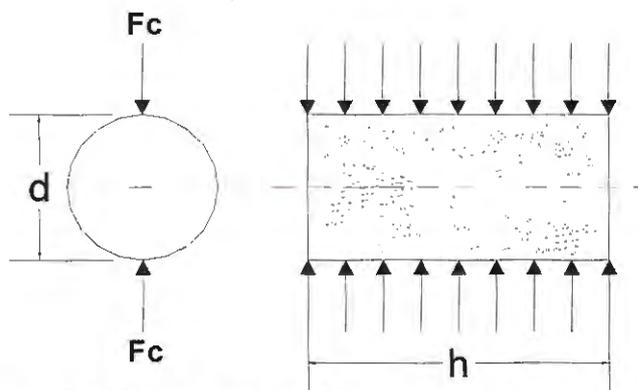


Figura 5.11 Ensaio de tração na compressão diametral

Com relação aos ensaios de compressão diametral dos concretos, foram feitos três cilindros de corpo-de-prova, de 10 cm x 20 cm, para cada um dos tipos de concreto (CAAP,

CC, CAA e CAAFA), no dia 28 (no mesmo dia que também foram feitos os ensaios de arrancamento).

Na falta de ensaios, as resistências à tração direta (f_{ct}) podem ser obtidas a partir da resistência à compressão (f_{ck}), segundo a ABNT NBR 6118: 2003.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm}$$

5.6.3 Módulo de Elasticidade (E_c)

A velocidade de aplicação do carregamento tem grande influência sobre a resistência do concreto. Quanto maior a velocidade de aplicação da força, maior será a resistência observada, isso porque, sob cargas rápidas, as microfissuras na zona de transição permanecem inalteradas. A ABNT NBR 8522: 1984 recomenda que o primeiro plano de carga seja realizado em cinco ciclos de carga sucessivos de carga e descarga entre 0,5 MPa e 30% da resistência à compressão prevista, sendo as velocidades de carga e descarga de 0,5 MPa/s \pm 0,05 .

Através da curva tensão (σ) versus deformação (ε), para determinar intervalos, pode ser considerada linear Lei de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$), e definir o Módulo de Elasticidade (E) ou Módulo de Deformação Longitudinal (Ver **Figura 5.12**).

Para o concreto, a expressão do Módulo é aplicada somente à parte retilínea da curva tensão-deformação ou, quando não existir uma parte retilínea, a expressão é aplicada à tangente da curva na origem. Nesse caso, tem-se o Módulo de Deformação Tangente Inicial (E_{ct}). (Ver **Figura 5.13**). Pinheiro *et al.*; (2004).

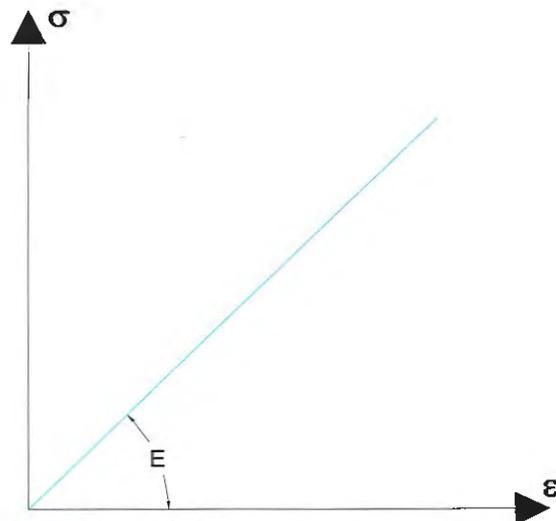


Figura 5.12 Módulo de Elasticidade (E) ou de Deformação Longitudinal

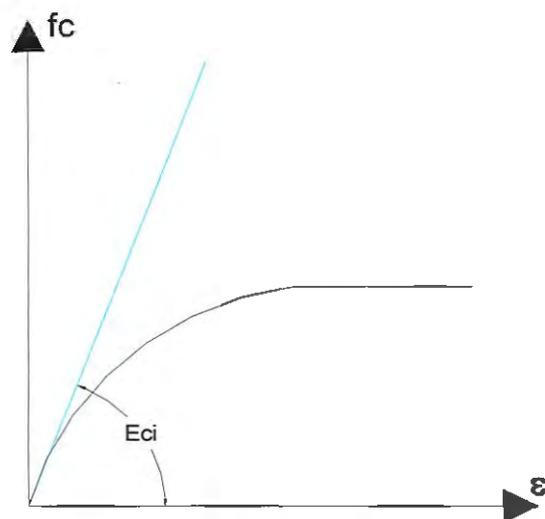


Figura 5.13 Módulo de Deformação Tangencial Inicial (E_{ci})

Na falta de ensaios e de dados mais precisos sobre o concreto, para a idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do Módulo de Elasticidade Inicial (E_{ci}) através da expressão:

$$E_{ci} = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ (MPa)}$$

O Módulo de Elasticidade Secante, (E_{cs}), a ser utilizado nas análises elásticas do projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de limites de serviço, deve ser calculado pela expressão: Pinheiro *et al.*; (2004).

$$E_{cs} = 0,85.E_{ct}$$

Nesta pesquisa, o Módulo de Elasticidade foi obtido a partir da reta tangente ao trecho elástico. O resultado corresponde à média entre três ensaios, no dia 28 (no mesmo dia que também foram feitos os ensaios de arrancamento).

5.6.4 Coeficiente de Poisson

Coeficiente de Poisson é definido como a relação entre a deformação transversal e a longitudinal, e é indicada pela letra (ν).

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2003, para tensões de compressão menores que $0,5.f_c$ e de tração menores que f_{ct} , pode ser adotado ($\nu = 0,2$).

5.6.5 Módulo de elasticidade transversal

O Módulo de elasticidade transversal pode ser considerado como:

$$G_c = 0,4.E_{cs}$$

5.7 Aplicação do Carregamento

Os ensaios foram divididos com base no modelo de arrancamento, tipo de concreto, e diâmetros das barras de aço. Assim, a primeira série de ensaios envolveu carregamentos monotônicos para modelos de concretos convencionais (CC), concretos auto-adensáveis (CAA) e concretos auto-adensáveis com fibras de aço (CAAFa); a segunda série consistiu em carregamentos cíclicos alternados, igualmente para modelos de concretos convencionais (CC), concretos auto-adensáveis (CAA) e concretos auto-adensáveis com fibras de aço (CAAFa). Em cada uma dessas séries, o concreto envolveu barras de aço de 10 mm e 16 mm, para posterior estudo de aderência.

5.8 Procedimento de Ensaios de Arrancamento

Os carregamentos aplicados aos modelos de arrancamento monotônico e cíclicos alternados foram calculados de acordo com o diâmetro das barras (10 mm e 16 mm), nos quais as velocidades de carregamento foram 0,010 mm/s e 0,016 mm/s respectivamente.

Para os ensaios cíclicos, realizaram-se vários ciclos alternados com carregamento máximo constante, seguidos por outro número de ciclos constantes, mas de maior intensidade. A partir desse momento, acrescentou-se carga até alcançar a ruptura do corpo-de-prova.

Os modelos de arrancamento e montagem foram adaptados para facilitar a operação durante a concretagem e posicionamento na máquina de ensaio. Desta forma, facilitaram também os procedimentos para medir o deslizamento entre a barra de aço e o prisma de concreto nos dois tipos de ensaios, como se observa nas Figuras 5.14 a.) e 5.14 b.)

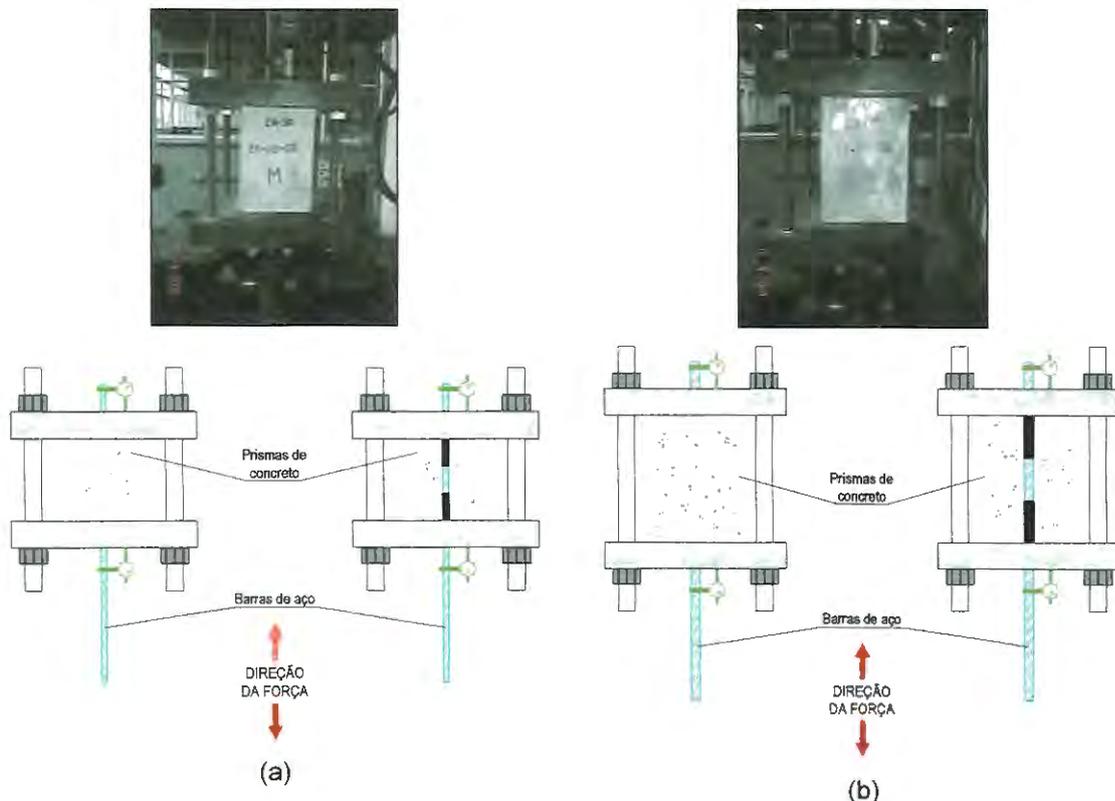


Figura 5.14 (a) Montagem do corpo-de-prova com barras de aço de 10 mm
(b) Montagem do corpo-de-prova com barras de aço de 16 mm

Os modelos de ensaios de aderência foram divididos de acordo com as resistências do concreto (30 MPa e 60 MPa). Na Tabela 5.1, mostra-se a nomenclatura para os modelos de ensaios.

5.9 Tipos de Ruptura

Os tipos de ruptura mais comuns apresentados nestes tipos de ensaios são dois (2) a.) ruptura ou fendilhameto do concreto e b.) deslizamento da barra, como se observa nas Figuras 5.15, 5.16 e 5.17 além disso se apresento um terceiro tipo c.) de ruptura no concreto, causado por flambagem da barra de aço de 10 mm. (Ver Figuras 5.15 e 5.18)

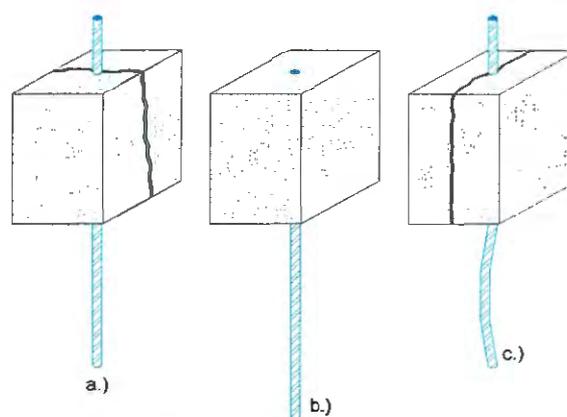


Figura 5.15 Tipos de Ruptura



Figura 5.16

Ruptura por fendilhameto do concreto



Figura 5.17

Ruptura por deslizamento da barra



Figura 5.18

Ruptura do concreto por flambagem da barra de aço

5.10 Ensaio preliminar (Piloto)

5.10.1 Serie 1

5.10.1.1 Modelo CAAP M - 10 mm - 30 MPa

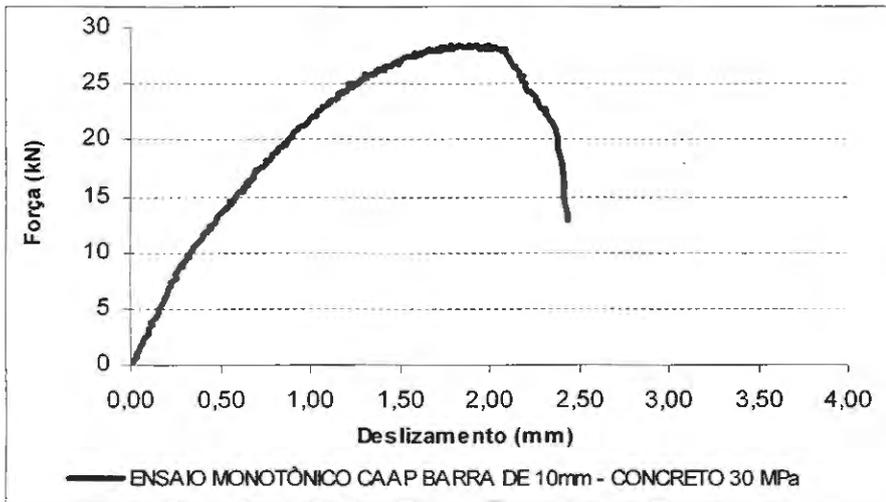


Figura 5.19 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAP M - 10mm - 30MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista lateral marcação de fissura



Comprimento de ancoragem

Modelo piloto de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAAP M - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 28,46 kN e deslizamento último 1,831 mm.

5.10.1.2 Modelo CAAP C1 - 10 mm - 30 MPa

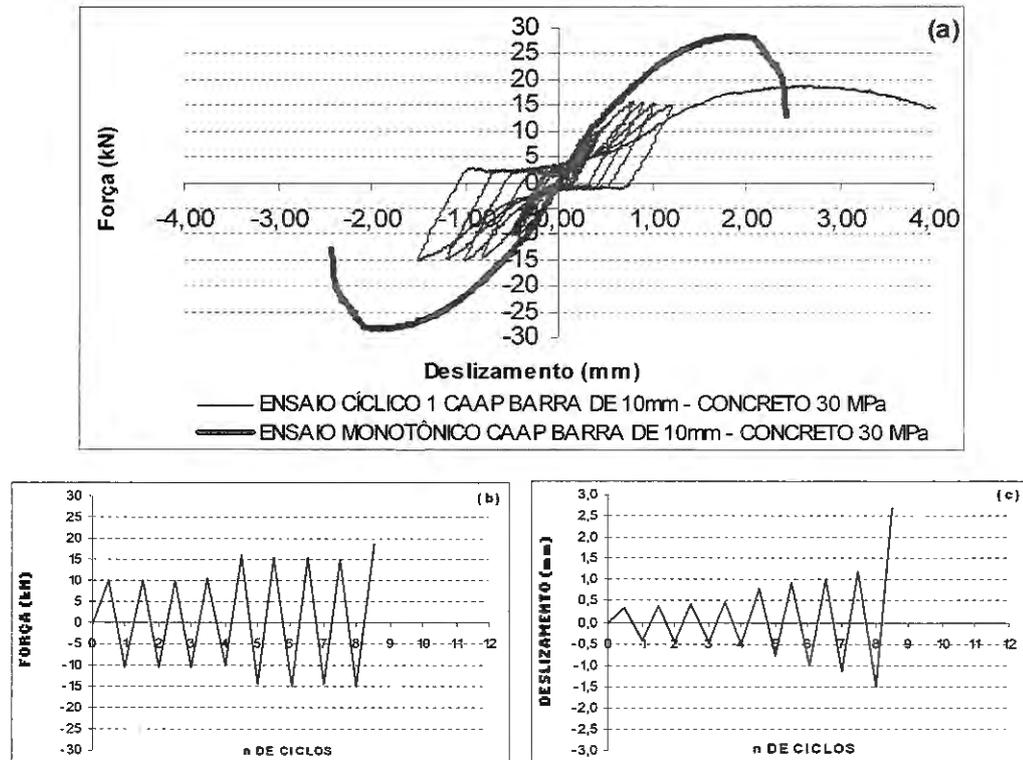


Figura 5.20 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C1 - 10mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista inferior

Modelo piloto de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAAP C1 - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 18,85 kN e deslizamento último 2,701 mm.

5.10.1.3 Modelo CAAP C2 - 10 mm - 30 MPa

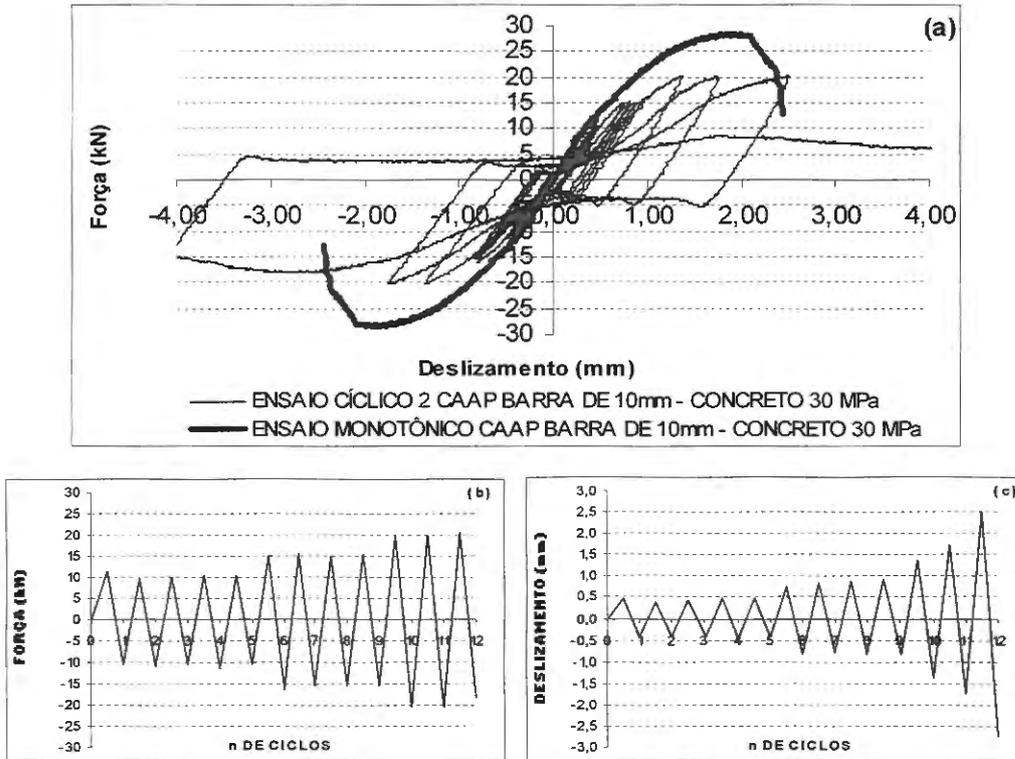


Figura 5.21 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C2 - 10mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista inferior

Modelo piloto de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAAP C2 - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 20,29 kN e deslizamento último 2,499 mm.

5.10.2 Série 2

5.10.2.1 Modelo CAAP M - 10 mm - 60 MPa

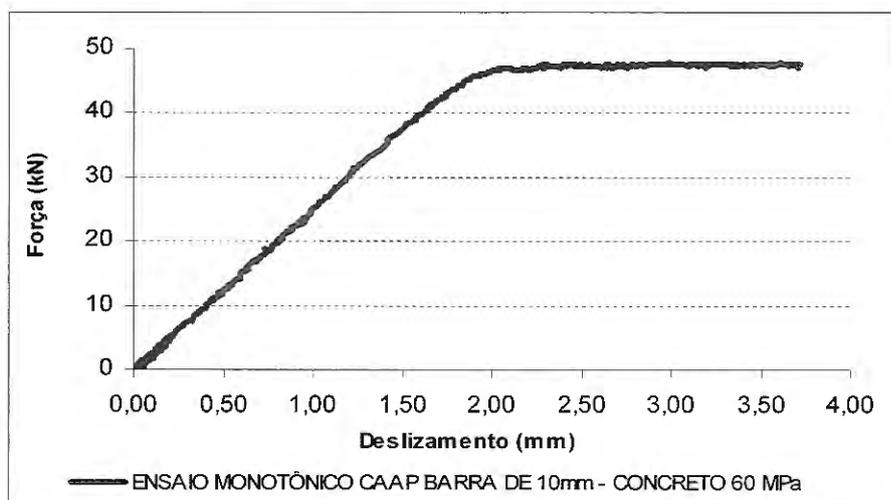


Figura 5.22 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAP M - 10mm - 60MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista inferior



Comprimento de ancoragem

Modelo piloto de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAAP M - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 47,77 kN e deslizamento último 3,601 mm.

5.10.2.2 Modelo CAAP C1 - 10 mm - 60 MPa

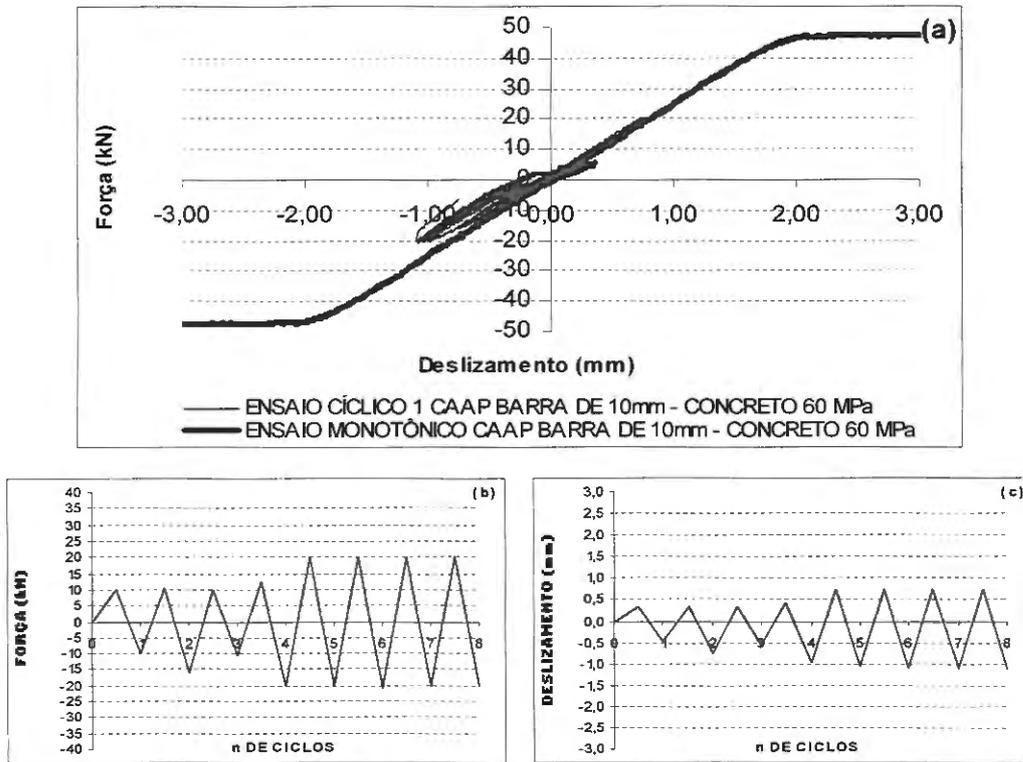


Figura 5.23 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C1 - 10mm - 60MPa)

(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura do concreto por flambagem da barra



Vista inferior

Modelo piloto de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAAP C1 - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 20,37 kN e deslizamento último 0,744 mm.

5.10.2.3 Modelo CAAP C2 - 10 mm - 60 MPa

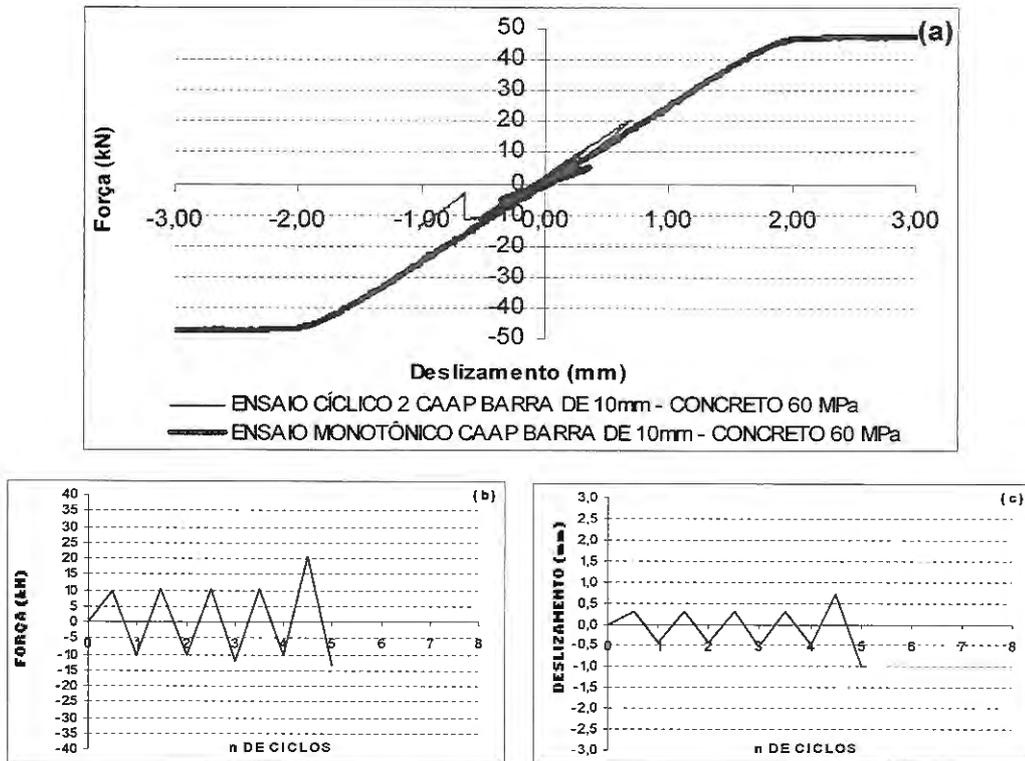


Figura 5.24 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C2 - 10mm - 60MPa)

(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura a do concreto por flambagem da barra



Vista inferior

Modelo piloto de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAAP C2 - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 20,45 kN e deslizamento último 0,694 mm.

5.10.3 Serie 3

5.10.3.1 Modelo CAAP M - 16 mm – 30 MPa

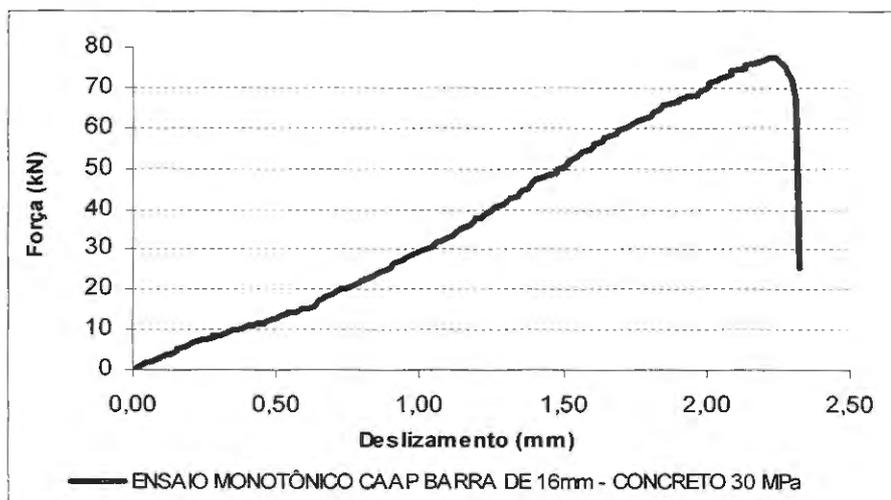


Figura 5.25 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAP M - 16mm - 30MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista superior de ruptura



Comprimento de ancoragem

Modelo piloto de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAAP M - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 77,60 kN e deslizamento último 2,220 mm.

5.10.3.2 Modelo CAAP C1 - 16 mm - 30 MPa

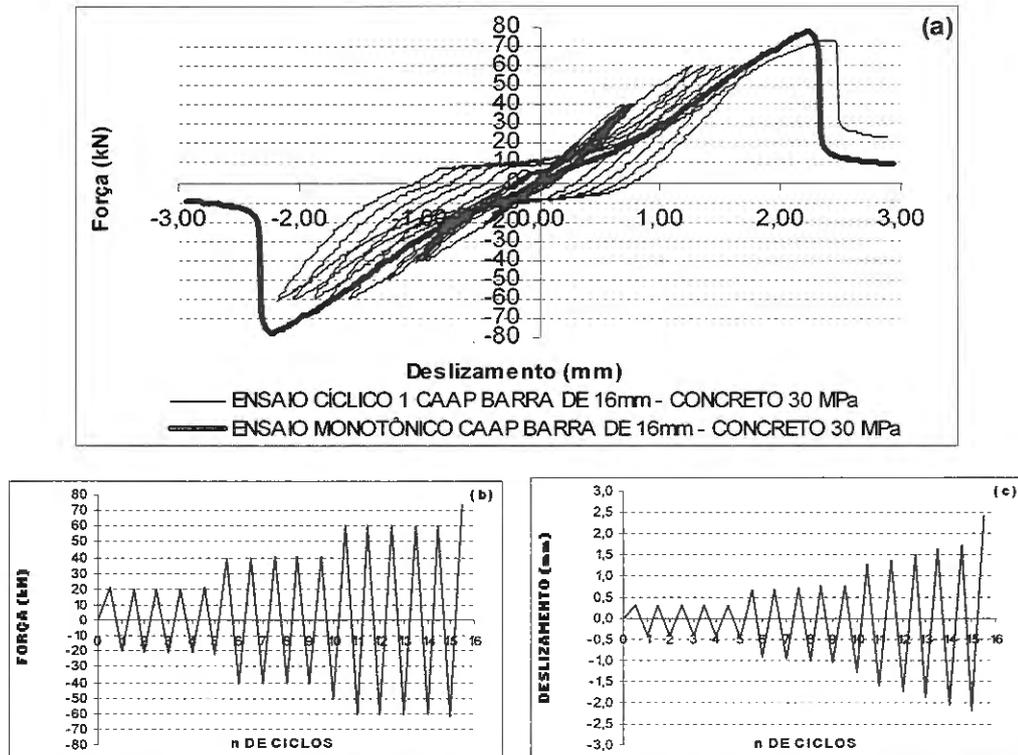


Figura 5.26 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C1 - 16mm - 30MPa)

(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista superior

Modelo piloto de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAAP C1 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 73,30 kN e deslizamento último 2,390 mm.

5.10.3.3 Modelo CAAP C2 - 16 mm - 30 MPa

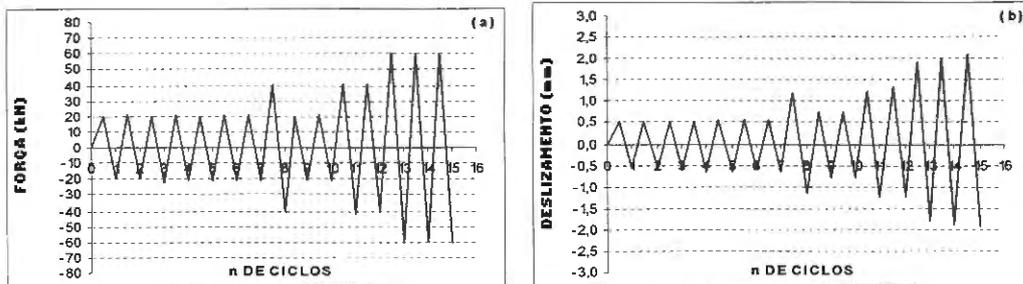
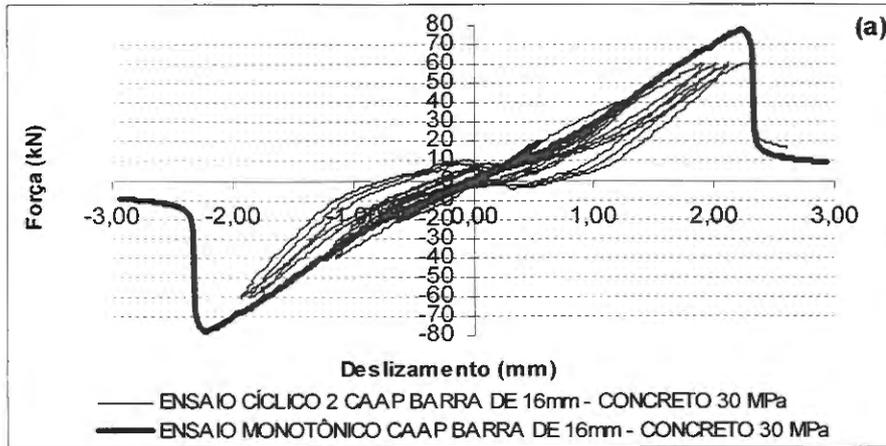


Figura 5.27 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAP C2 - 16mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento
(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista superior

Modelo piloto de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAAP C2 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 60,66 kN e deslizamento último 2,117 mm.

5.10.4 Serie 4

5.10.4.1 Modelo CAAP M - 16 mm – 60 MPa

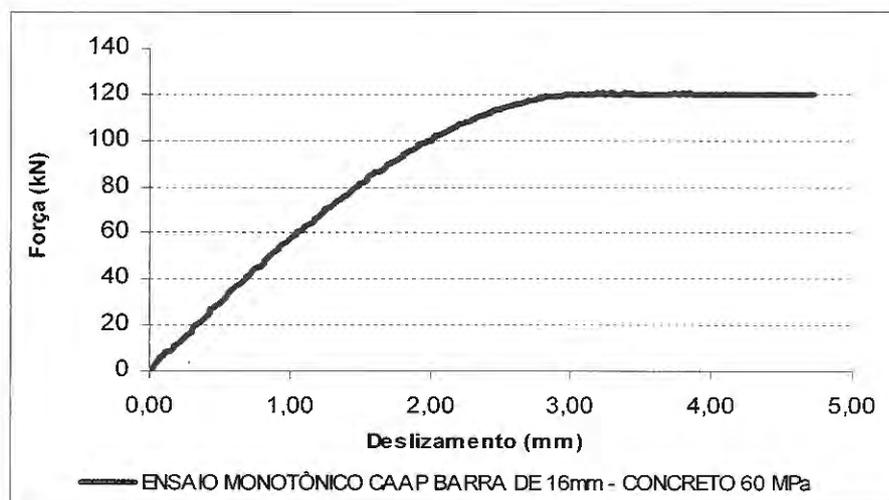


Figura 5.28 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAP M - 16mm - 60MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista superior de ruptura



Comprimento de ancoragem

Modelo piloto de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAAP M - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 120,40 kN e deslizamento último 3,387 mm.

5.10.4.2 Modelo CAAP C1 - 16 mm - 60 MPa

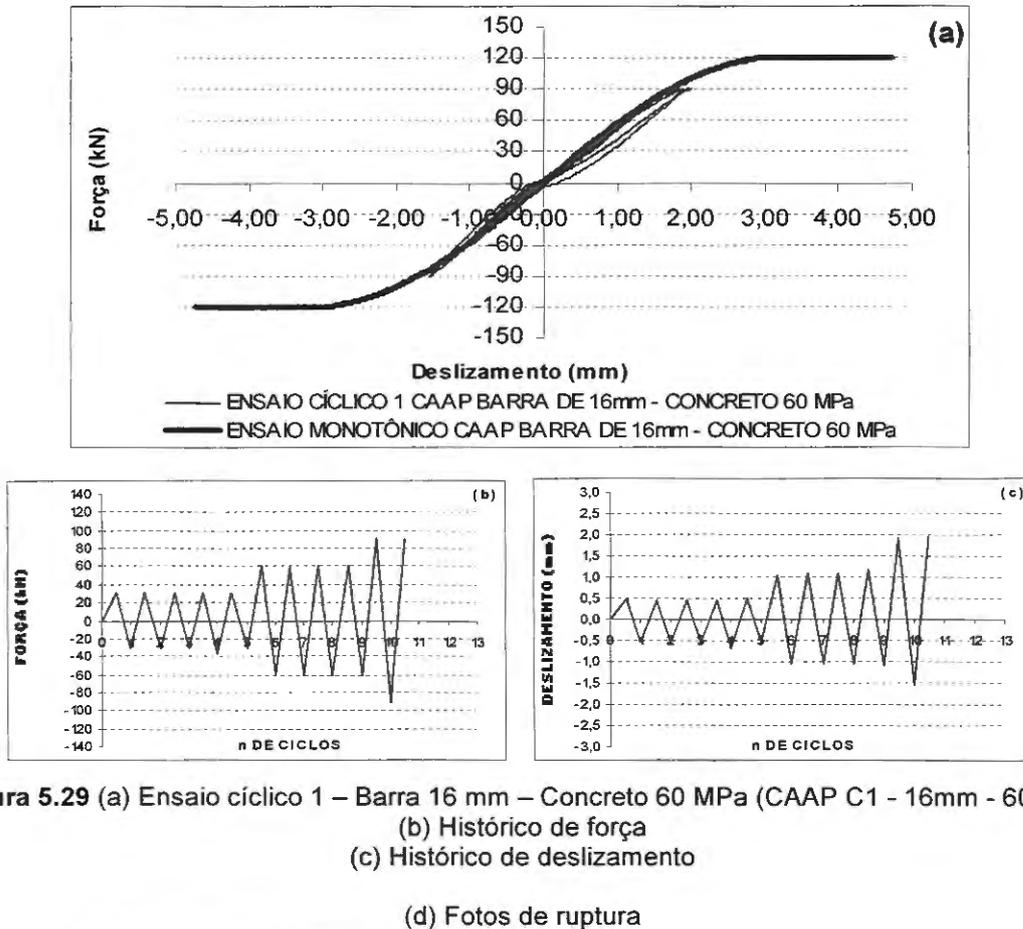


Figura 5.29 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C1 - 16mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista inferior

Modelo piloto de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAAP C1 - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 90,95 kN e deslizamento último 1,976 mm.

5.10.4.3 Modelo CAAP C2 - 16 mm - 60 MPa

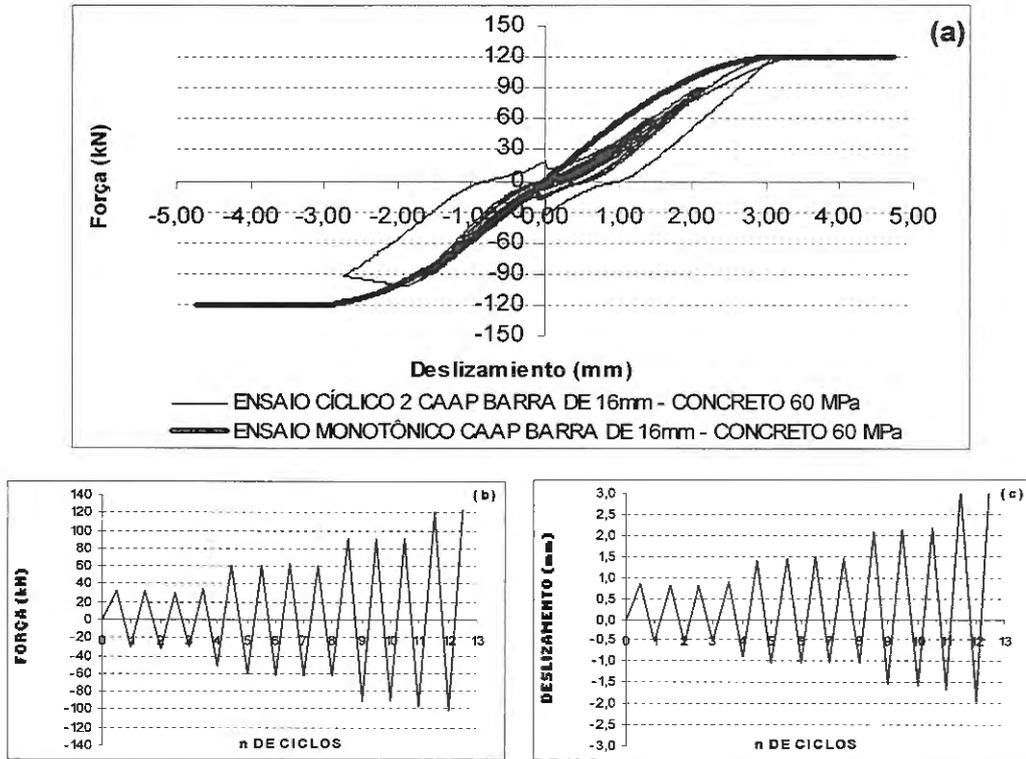


Figura 5.30 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAP C2 - 16mm - 60MPa)

(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista de frente de ruptura

Modelo piloto de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAAP C2 - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 122,39 kN e deslizamento último 3,727 mm.

5.11 Ensaio com Concreto Convencional

5.11.1 Série 5

5.11.1.1 Modelo CC M - 10 mm - 30 MPa

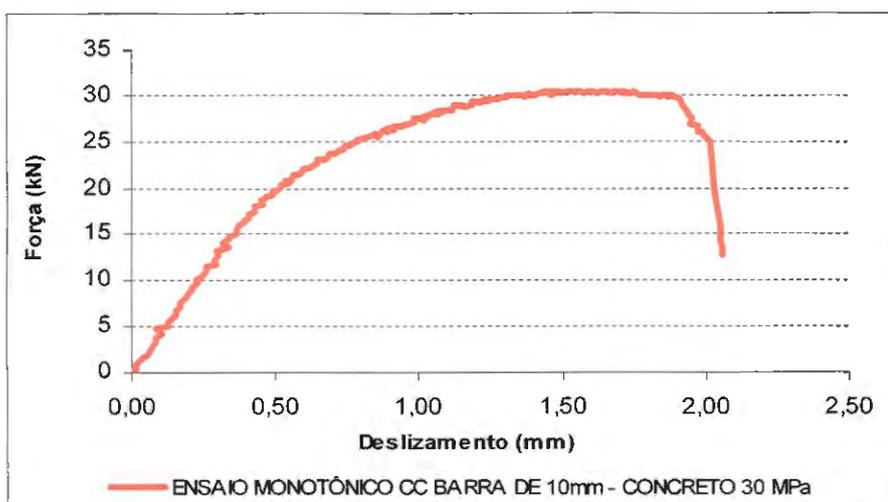
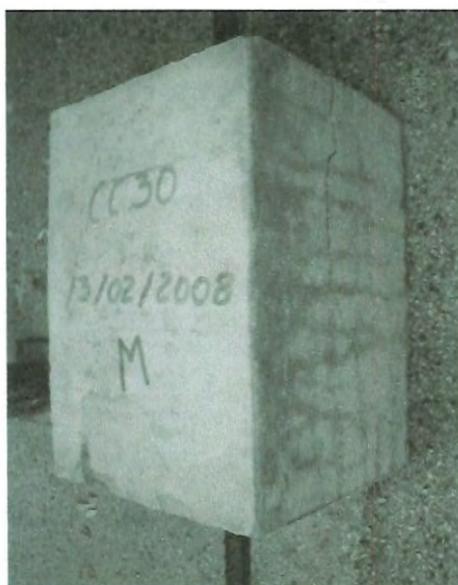


Figura 5.31 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CC M - 10mm - 30MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista inferior

Modelo de ensaio monotônico com concreto convencional (CC M - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 30,45 kN e deslizamento último 1,606 mm.

5.11.1.2 Modelo **CC C1 - 10 mm - 30 MPa**

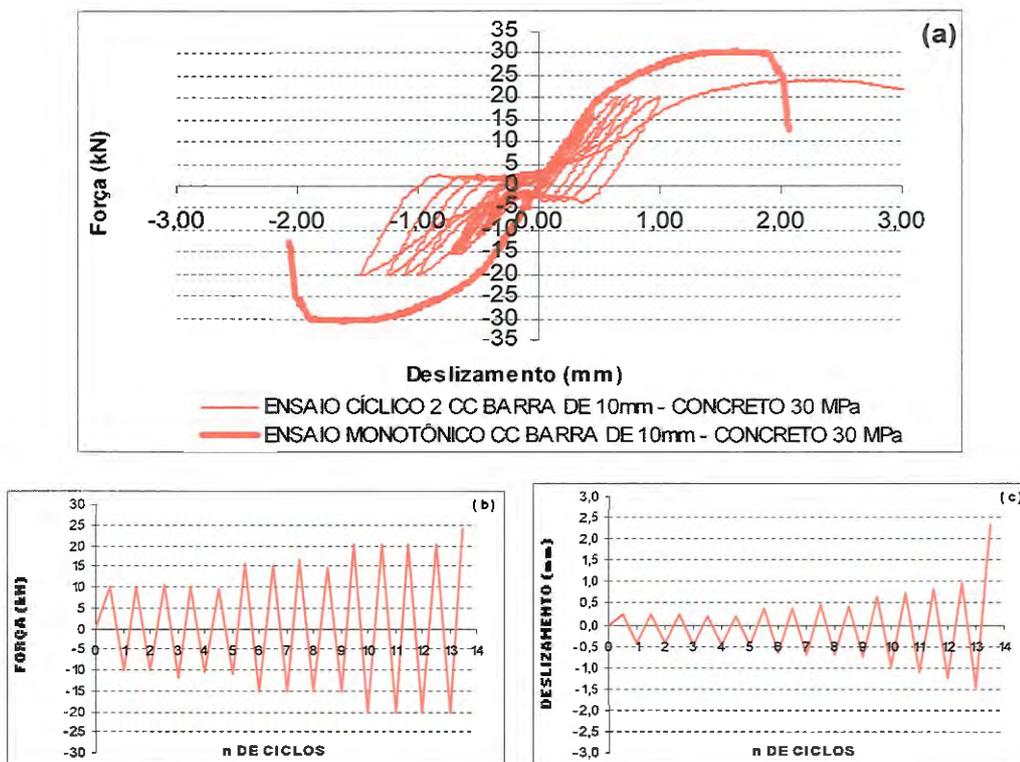
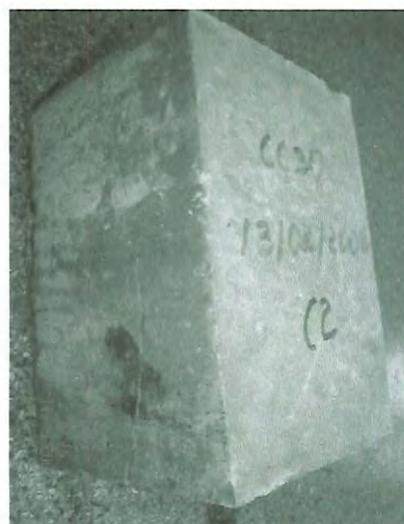


Figura 5.32 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CC C1 - 10mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslocamento

(d) Fotos de ruptura



Vista inferior



Ruptura por fendilhamento

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto convencional (CC C1 - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 24,11 kN e deslizamento último 2,320 mm.

5.11.2 Série 6

5.11.2.1 Modelo **CC M - 10 mm - 60 MPa**

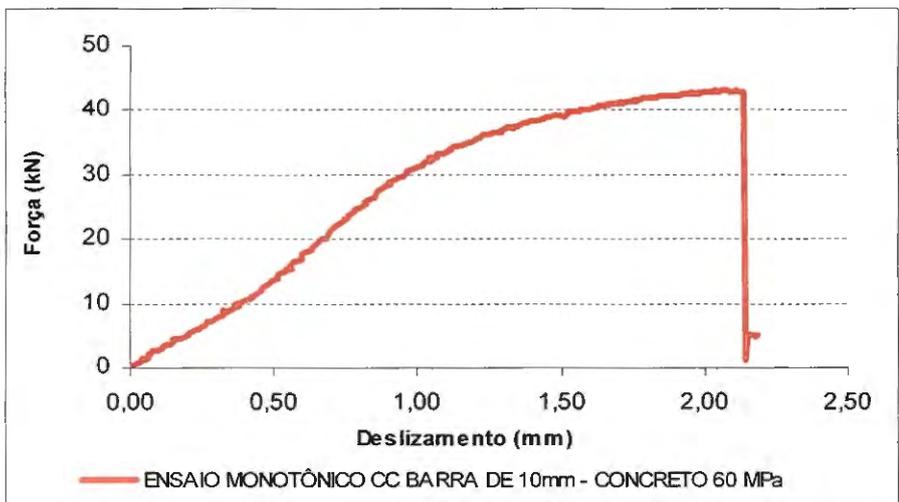


Figura 5.33 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CC M - 10mm - 60MPa)

(b) Fotos de ruptura



Vista inferior



Ruptura por fendilhamento

Modelo de ensaio monotônico com concreto convencional (CC M - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 43,26 kN e deslizamento último 2,109 mm.

5.11.2.2 Modelo CC C1 - 10 mm - 60 MPa

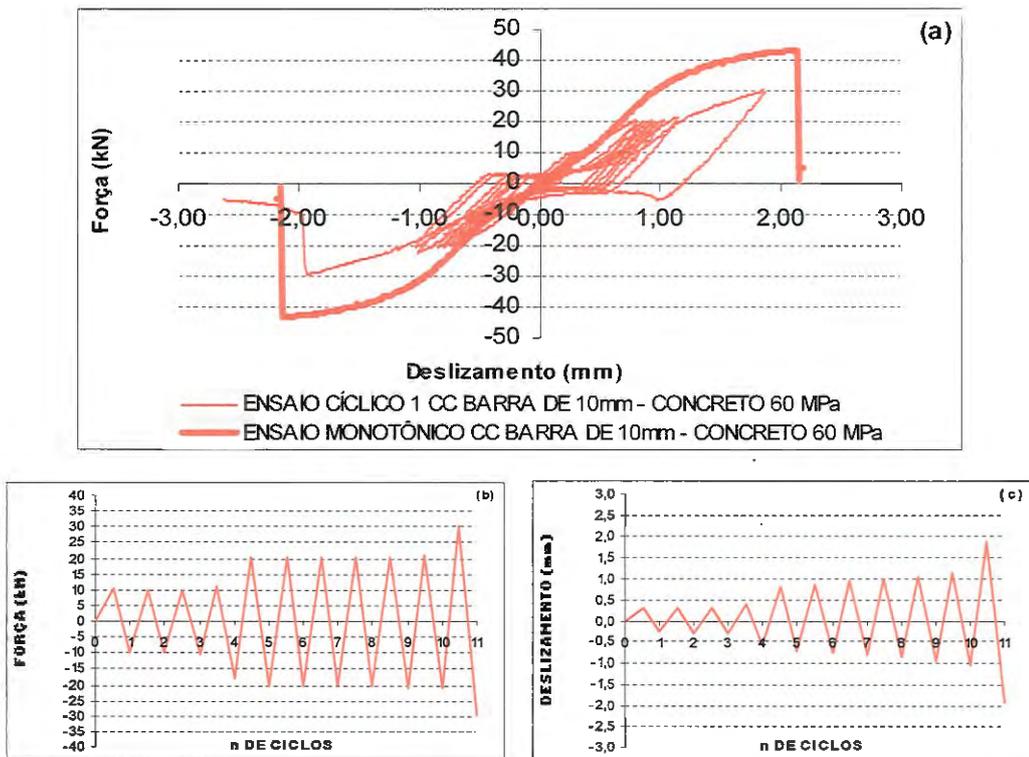
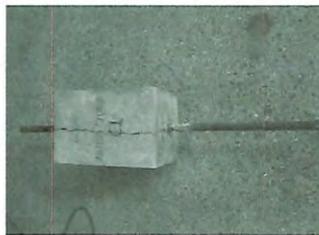


Figura 5.34 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CC C1 - 10mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslocamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista de frente de ruptura



Vista inferior de ruptura

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto convencional (CC C1 - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 30,44 kN e deslocamento último 1,854 mm.

5.11.2.3 Modelo CC C2 - 10 mm - 60 MPa

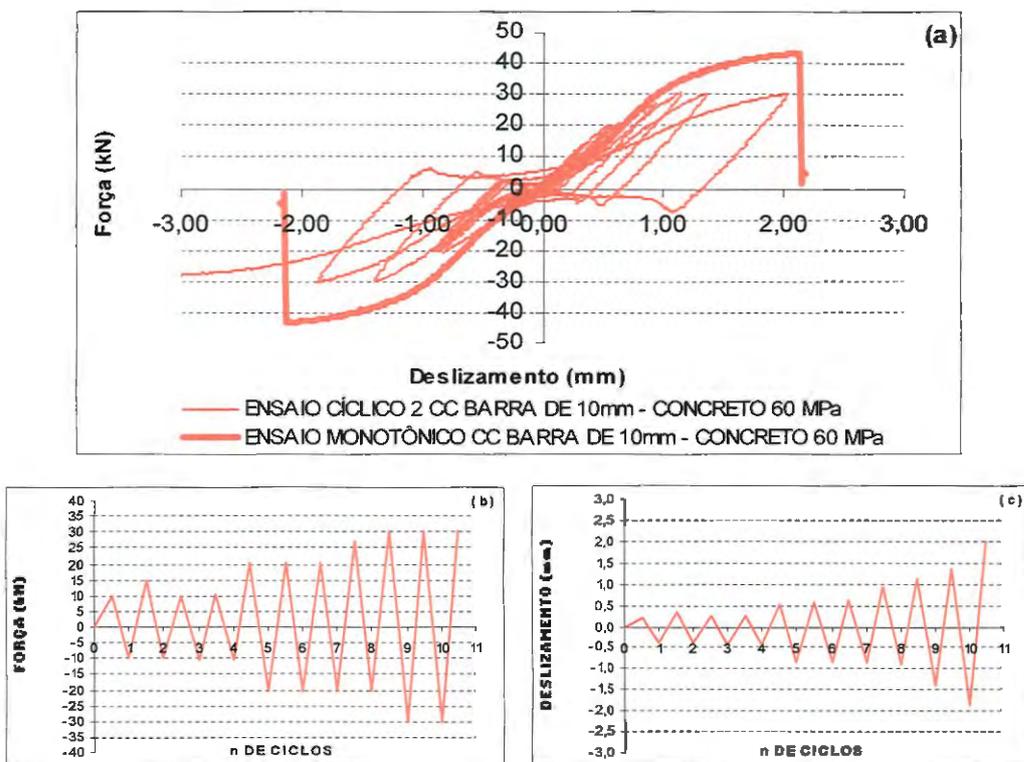


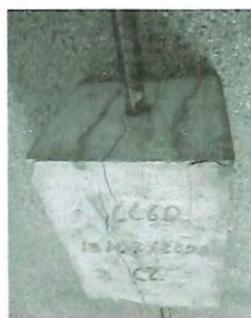
Figura 5.35 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CC C2 - 10mm - 60MPa)

(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento



Vista de frente de ruptura



Vista inferior de ruptura

Modelo de ensaio cíclico 2 com concreto convencional (CC C2 - 10 mm - 60 MPa),

força última alcançada 30,44 kN e deslizamento último 1,141 mm.

5.11.3 Série 7

5.11.3.1 Modelo CC M - 16 mm - 30 MPa

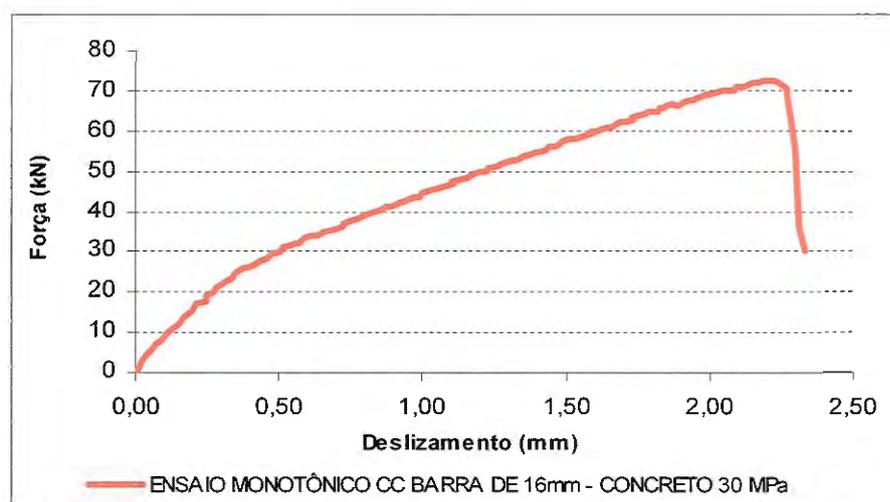


Figura 5.36 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CC M - 16mm - 30MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura do concreto por fendilhamento na barra Vista superior



Ruptura do concreto por fendilhamento barra Vista inferior

Modelo de ensaio monotônico com concreto convencional (CC M - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 72,56 kN e deslizamento último 2,213 mm.

5.11.3.2 Modelo CC C1 - 16 mm - 30 MPa

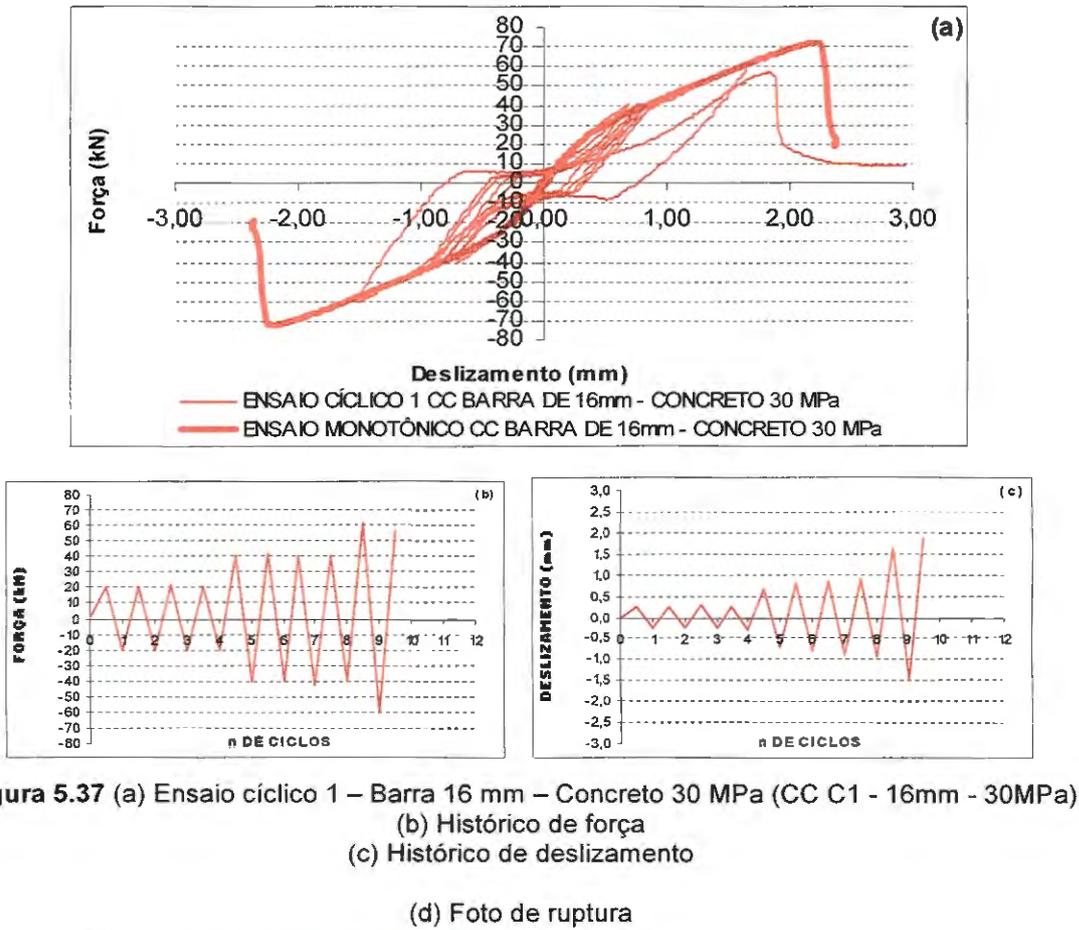


Figura 5.37 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CC C1 - 16mm - 30MPa)

(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Foto de ruptura



Modelo CC C1 - 16mm - 30MPa



Ruptura por deslizamento da barra

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto convencional (CC C1 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 60,97 kN e deslizamento último 1,644 mm.

5.11.3.3 Modelo **CC C2 - 16 mm - 30 MPa**

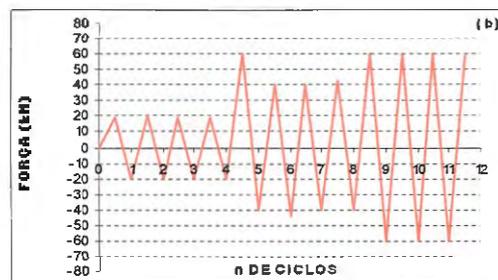
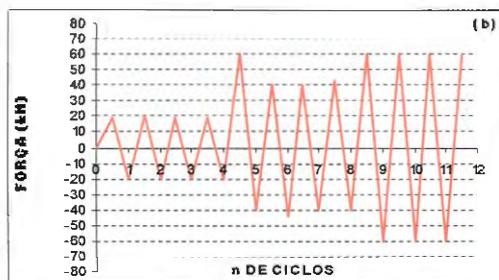
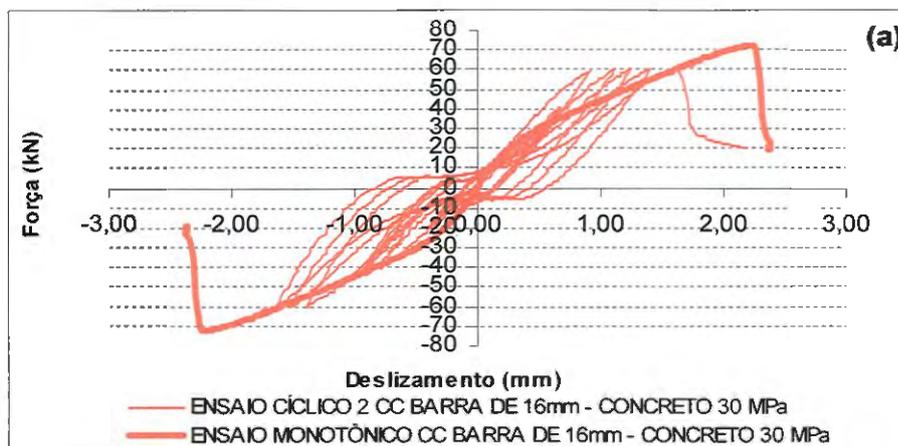
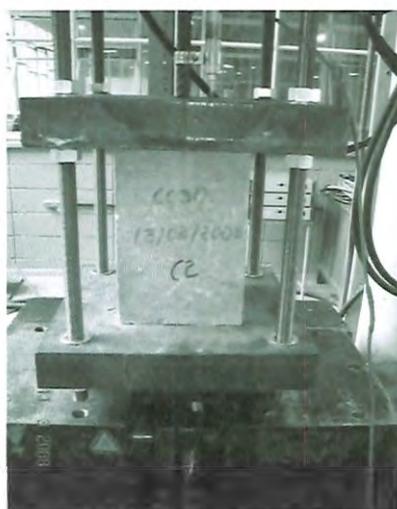


Figura 5.38 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CC C2 - 16mm - 30MPa)

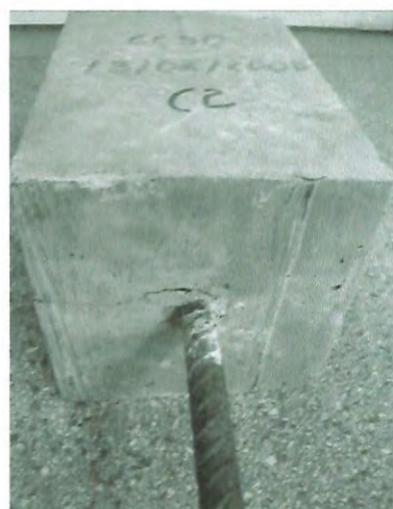
(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Foto de ruptura



Modelo CC C2 - 16mm - 30MPa



Ruptura por deslizamento da barra

Modelo de ensaio cíclico 2 com concreto convencional (CC C2 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 60,43 kN e deslizamento último 1,393 mm.

5.11.4 Série 8

5.11.4.1 Modelo **CC M - 16 mm - 60 MPa**

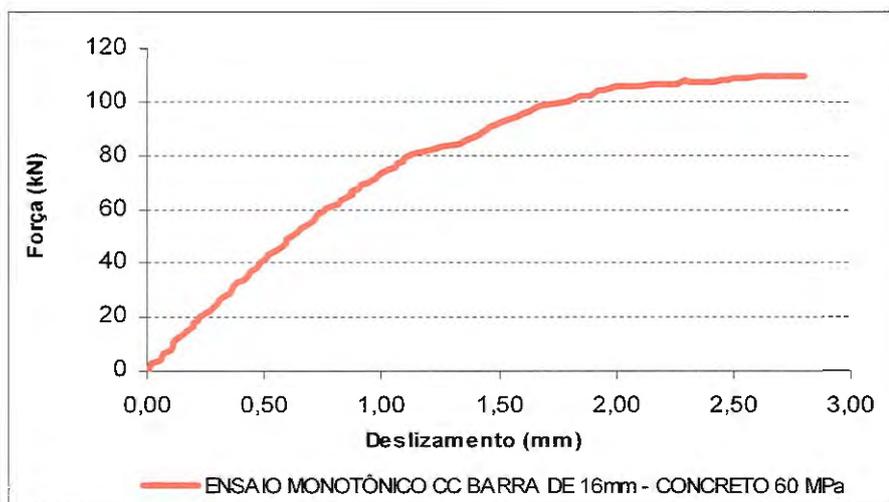
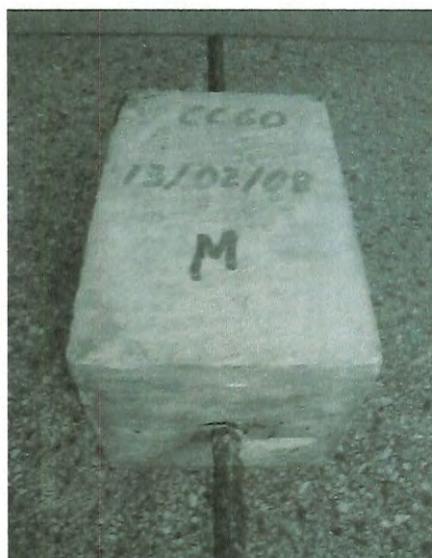


Figura 5.39 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CC M - 16mm - 60MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento
Vista superior



Ruptura por fendilhamento
Vista inferior

Modelo de ensaio monotônico com concreto convencional (CC M - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 109,32 kN e deslizamento último 2,802 mm.

5.11.4.2 Modelo **CC C1 - 16 mm - 60 MPa**

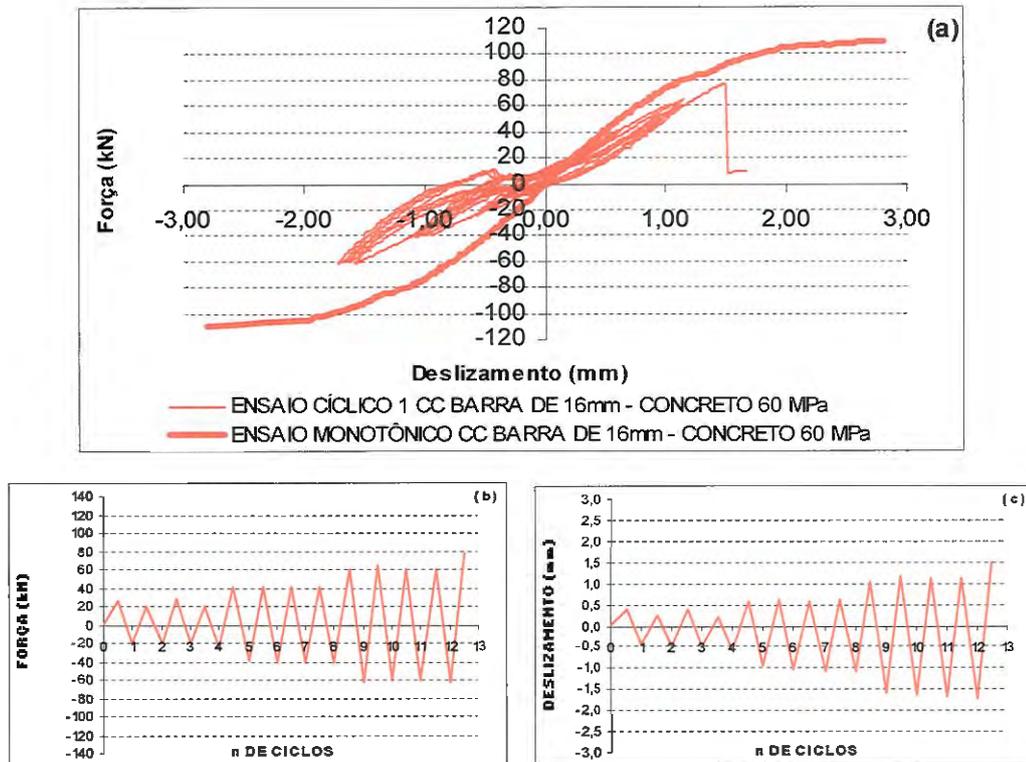


Figura 5.40 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CC C1 - 16mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslocamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento
Vista superior



Ruptura por fendilhamento
Vista inferior

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto convencional (CC C1 - 16 mm - 60 MPa),
força última alcançada 77,45 kN e deslocamento último 1,496 mm.

5.11.4.3 Modelo CC C2 - 16 mm - 60 MPa

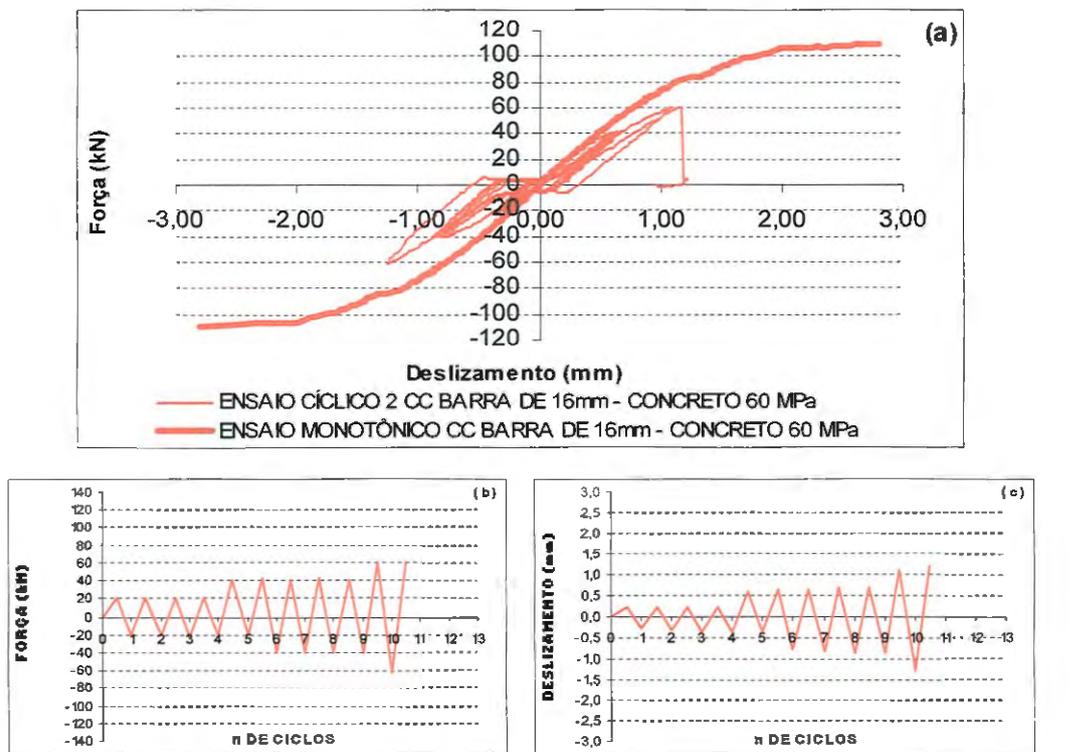


Figura 5.41 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CC C2 - 16mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslocamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento
Vista superior



Ruptura por fendilhamento
Vista inferior

Modelo de ensaio cíclico 2 com concreto convencional (CC C2 - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 60,13 kN e deslocamento último 1,084 mm.

5.12 Ensaio Concreto Auto-Adensável

5.12.1 Série 9

5.12.1.1 Modelo CAA M - 10 mm – 30 MPa

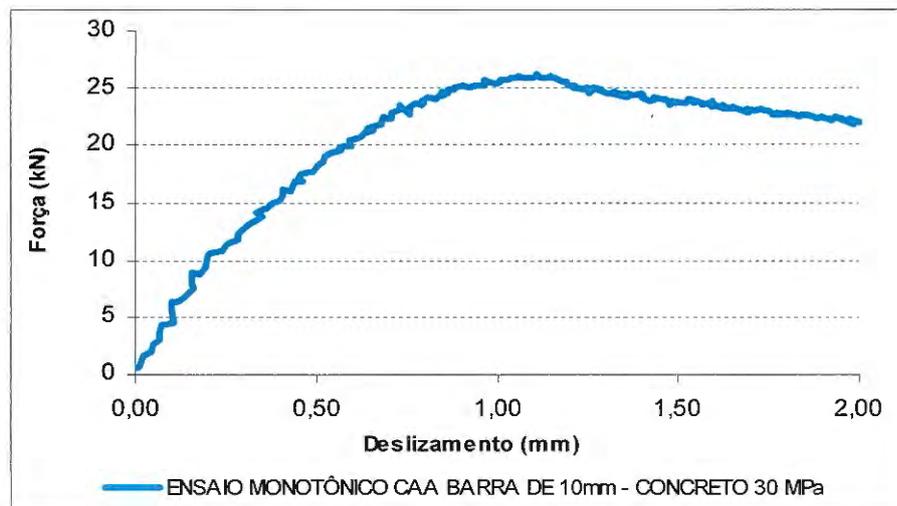


Figura 5.42 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAA M - 10mm - 30MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista inferior

Modelo de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAA M - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 26,10 kN e deslizamento último 1,106 mm.

5.12.1.2 Modelo CAA C1 - 10 mm - 30 MPa

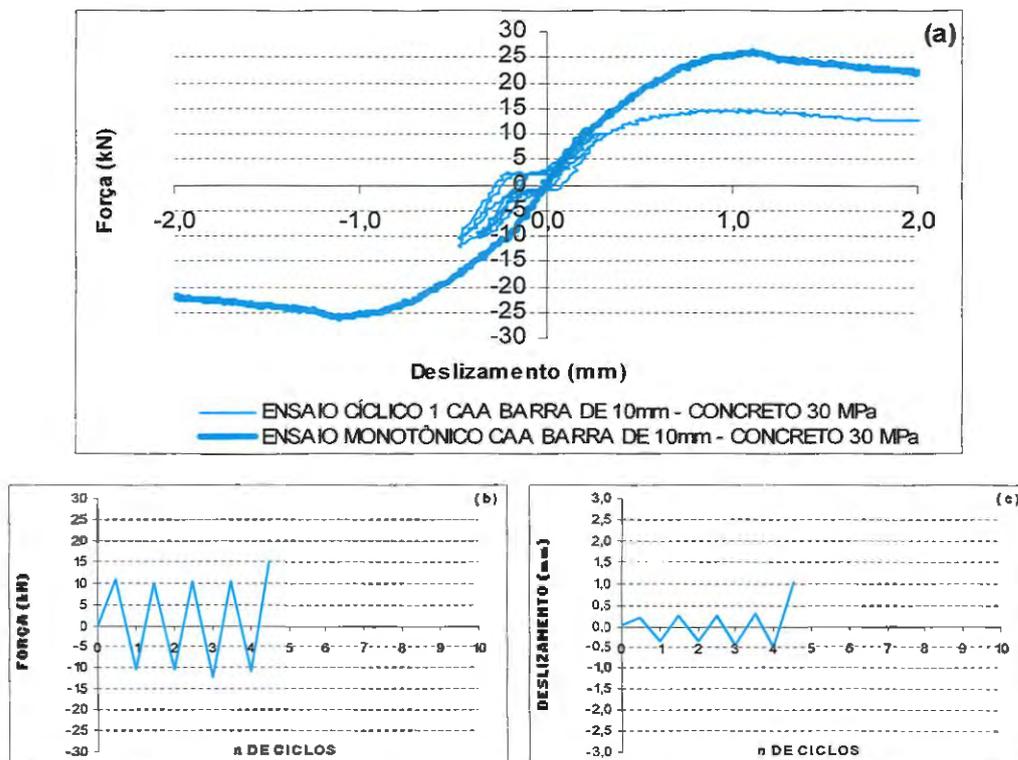
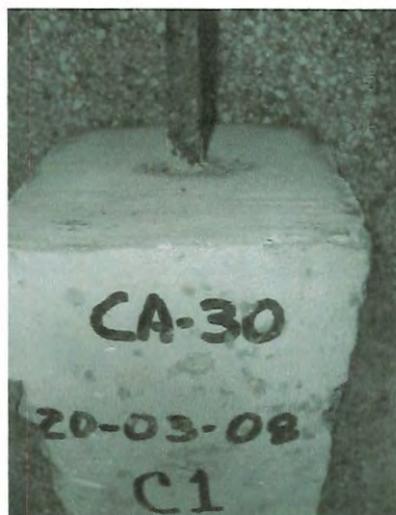


Figura 5.43 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAA C1 - 10mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento
(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAA C1 - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 14,73 kN e deslizamento último 1,038 mm.

5.12.1.3 Modelo CAA C2 - 10 mm - 30 MPa

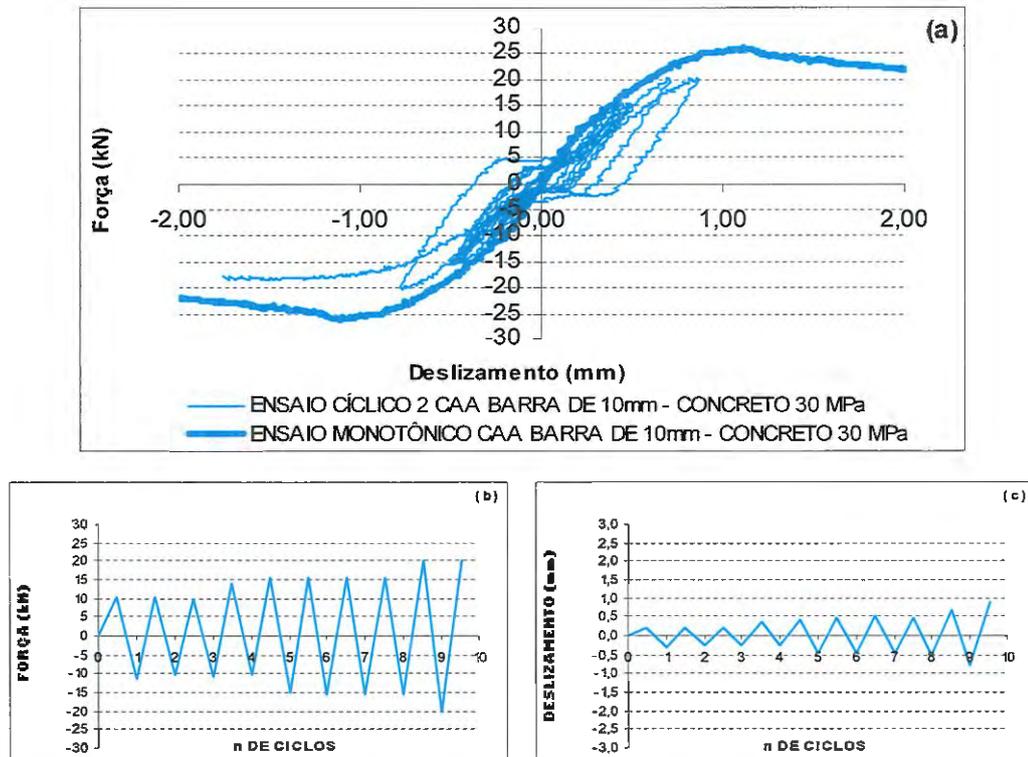
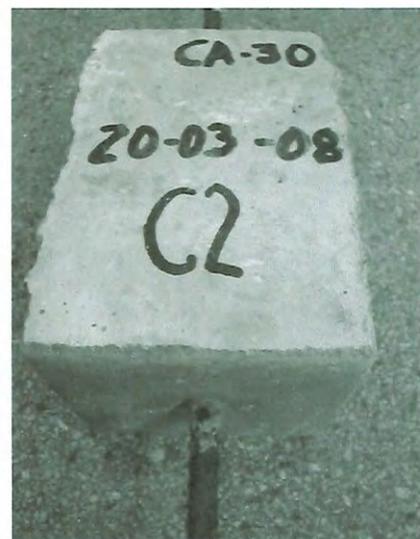


Figura 5.44 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAA C2 - 10mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista inferior

Modelo de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAA C2 - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 20,37 kN e deslizamento último 0,858 mm.

5.12.2 Série 10

5.12.2.1 Modelo CAA M - 10 mm - 60 MPa

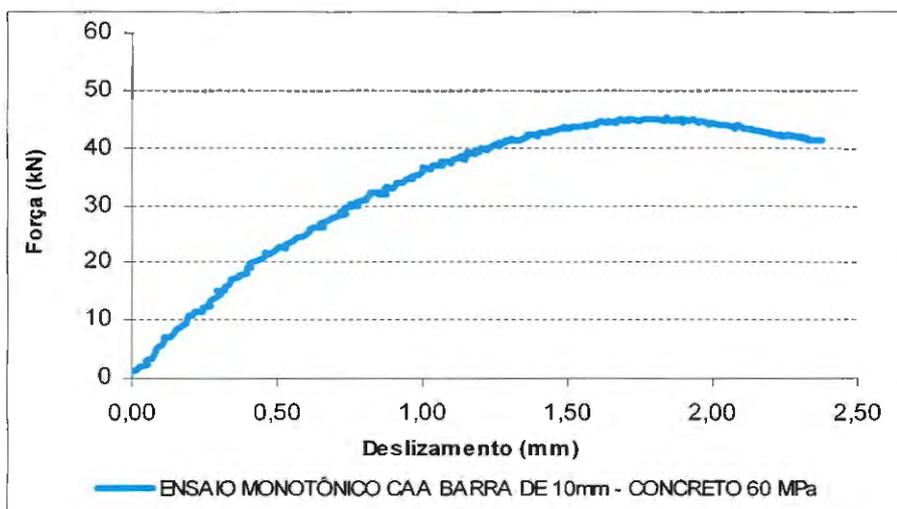


Figura 5.45 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAA M - 10mm - 60MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAA M - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 45,10 kN e deslizamento último 1,843 mm.

5.12.2.2 Modelos CAA C1 - 10 mm - 60 MPa

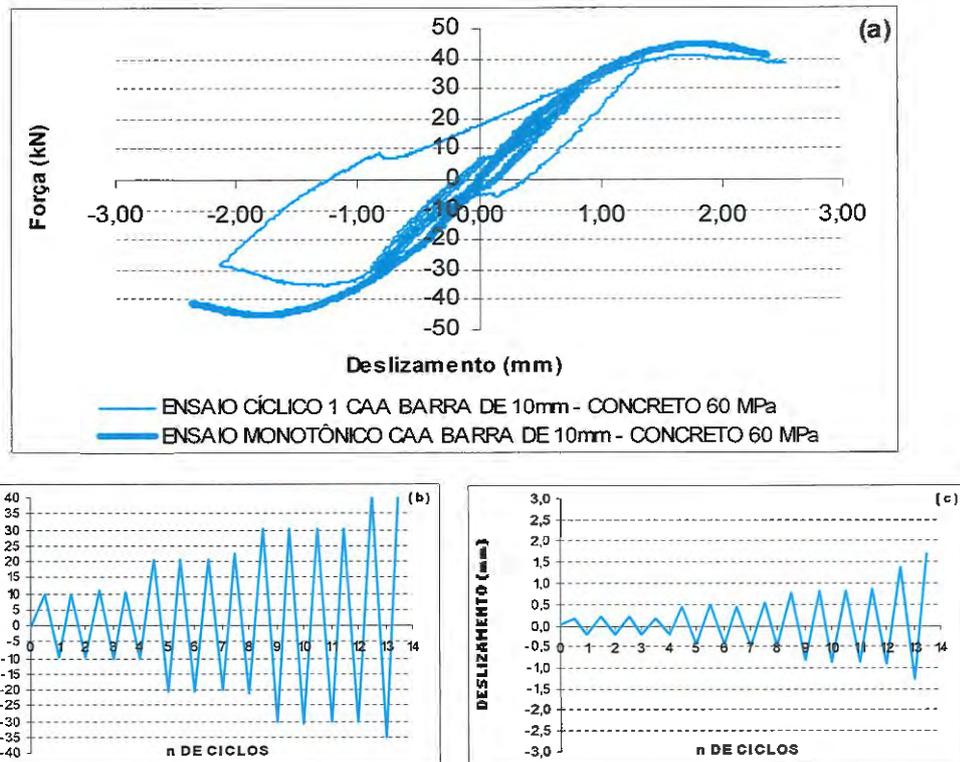


Figura 5.46 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAA C1 - 10mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAA C1 - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 41,28 kN e deslizamento último 1,656 mm.

5.12.2.3 Modelo CAA C2 - 10 mm - 60 MPa

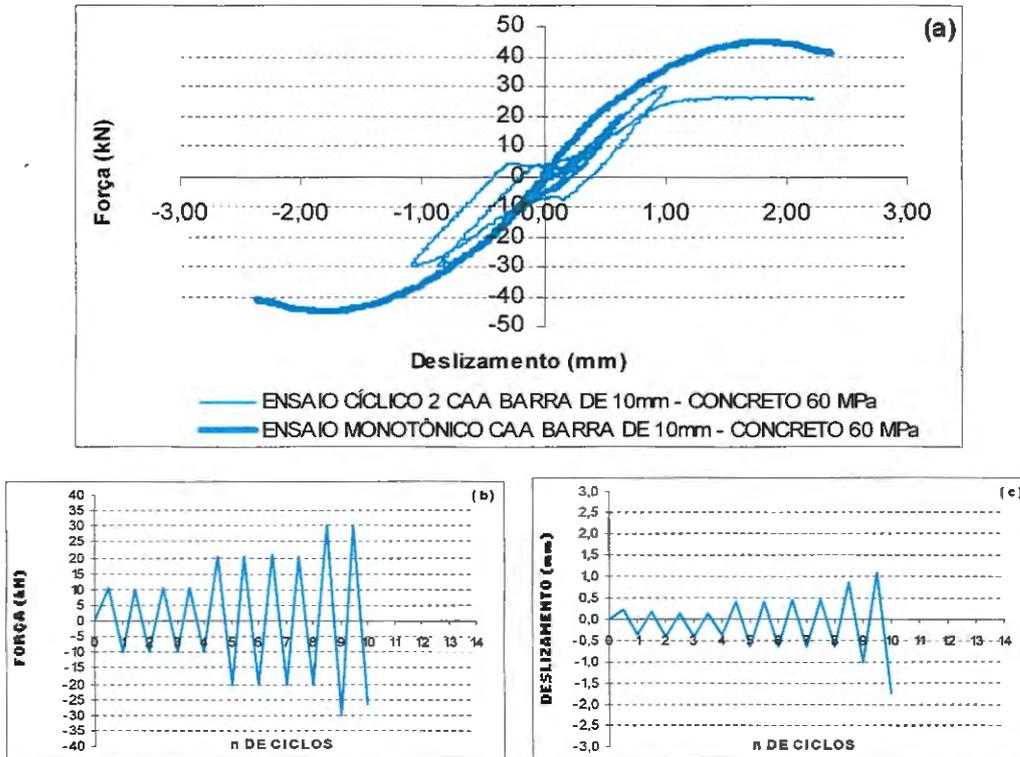


Figura 5.47 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAA C2 - 10mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento
(d) Fotos de ruptura



Modelo de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAA C2 - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 30,22 kN e deslizamento último 1,000 mm.

5.12.3 Série 11

5.12.3.1 Modelo CAA M - 16 mm - 30 MPa

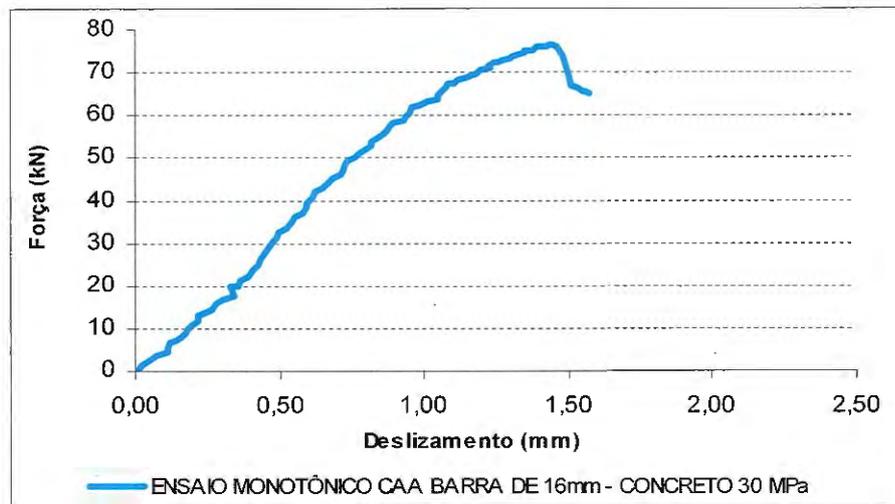
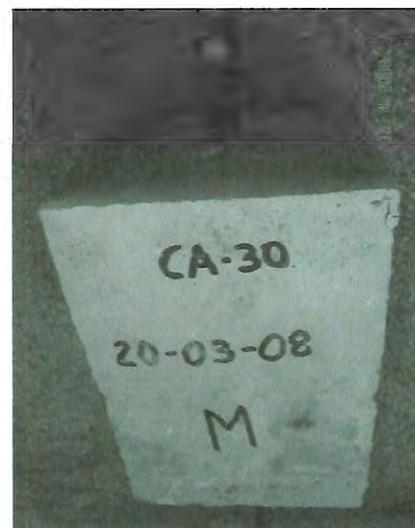


Figura 5.48 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAA M - 16mm - 30MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAA M - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 76,38 kN e deslizamento último 1,446 mm.

5.12.3.2 Modelo CAA C1 - 16 mm - 30 MPa

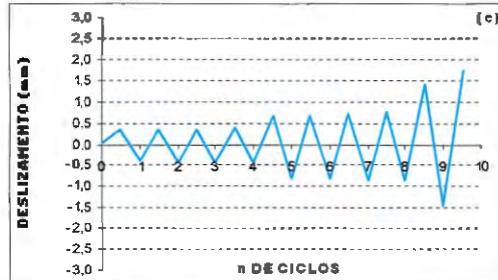
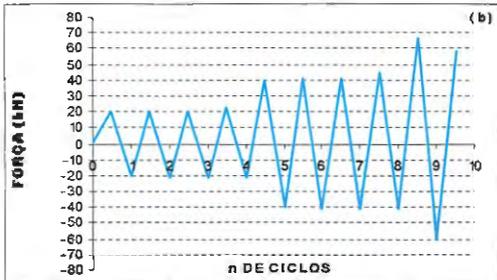
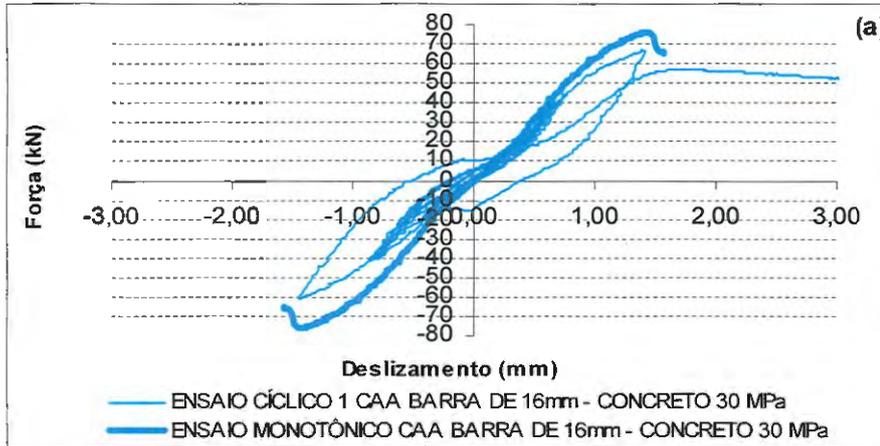


Figura 5.49 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAA C1 - 16mm - 30MPa)

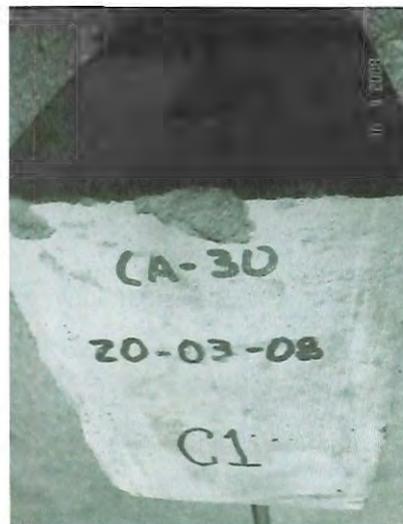
(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAA C1 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 66,84 kN e deslizamento último 1,385 mm.

5.12.3.3 Modelo CAA C2 - 16 mm - 30 MPa

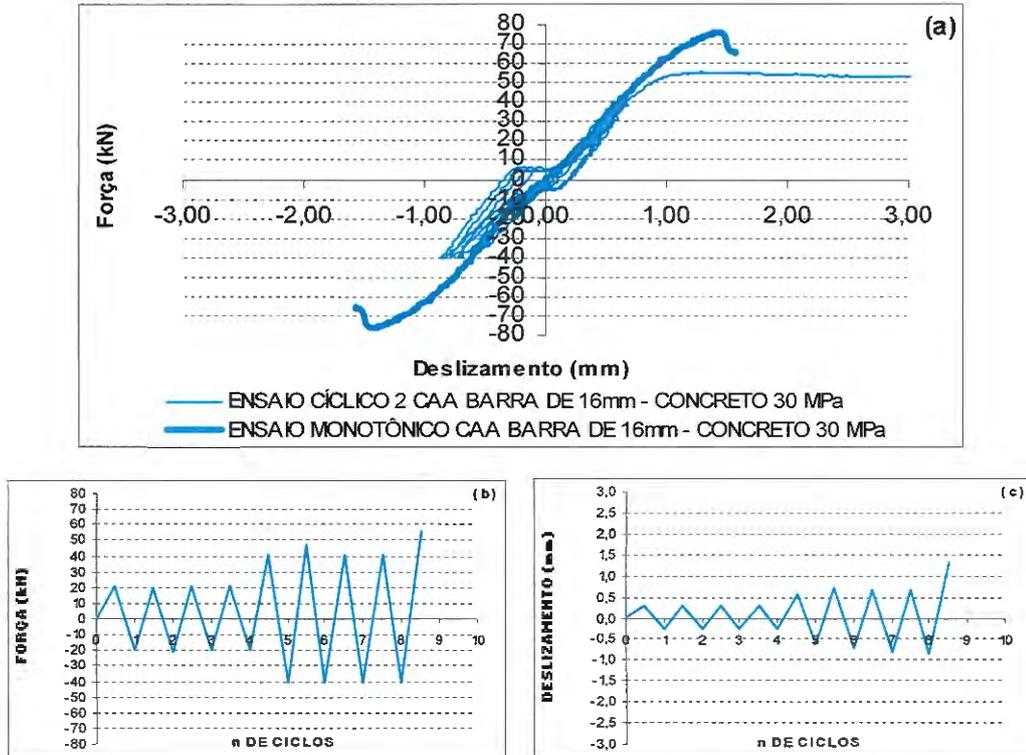


Figura 5.50 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAA C2 - 16mm - 30MPa)

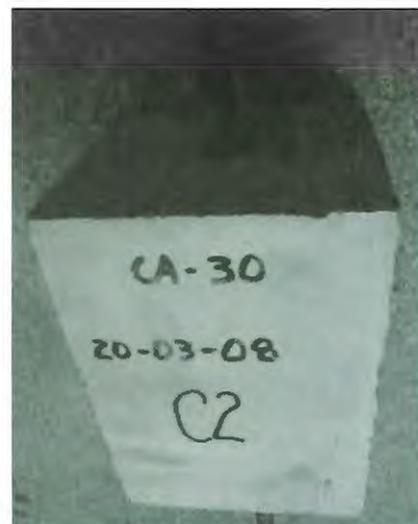
(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo piloto de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAA C2 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 55,70 kN e deslizamento último 1,286 mm.

5.12.4 Série 12

5.12.4.1 Modelo CAA M - 16 mm – 60 MPa

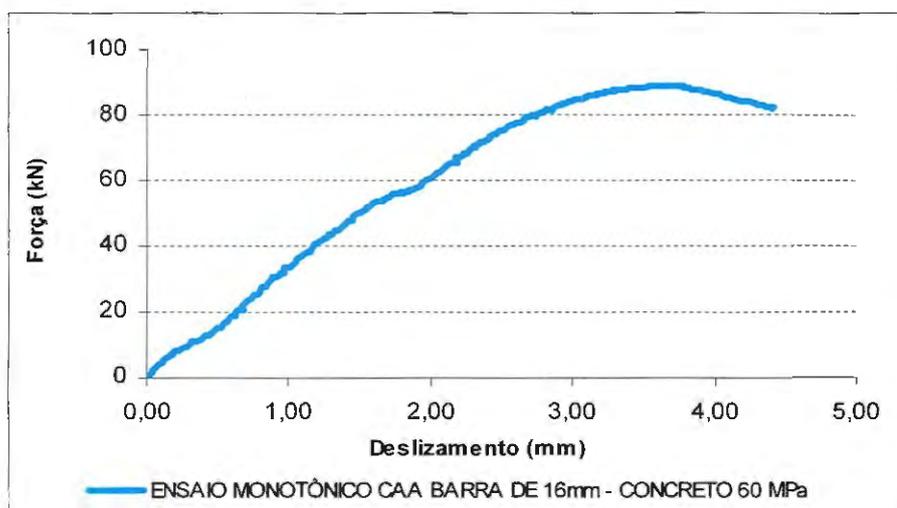
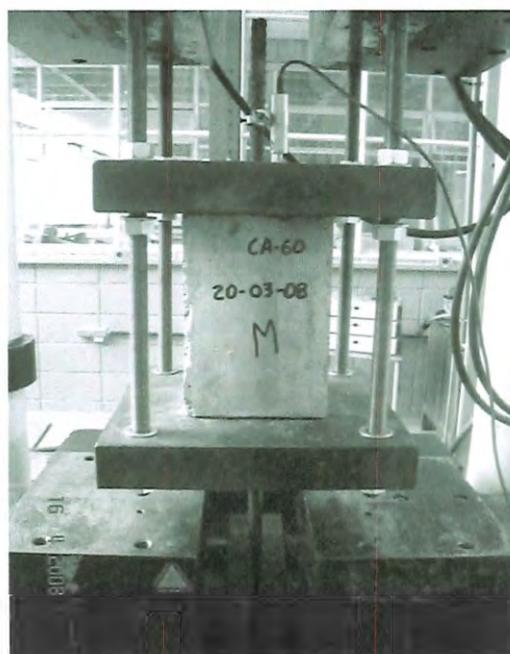


Figura 5.51 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAA M - 16mm - 60MPa)

(b) Foto de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra

Modelo de ensaio monotônico com concreto auto-adensável (CAA M - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 88,97 kN e deslizamento último 3,537 mm.

5.12.4.2 Modelo CAA C1 - 16 mm - 60 MPa

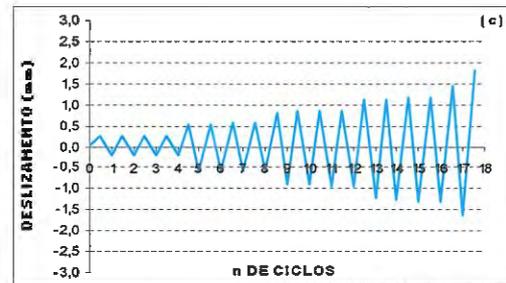
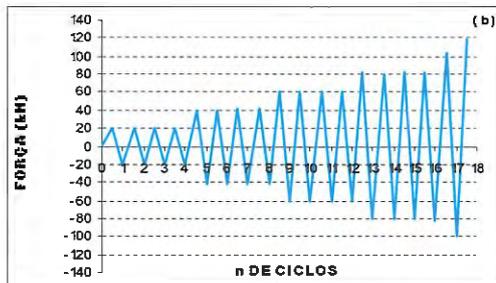
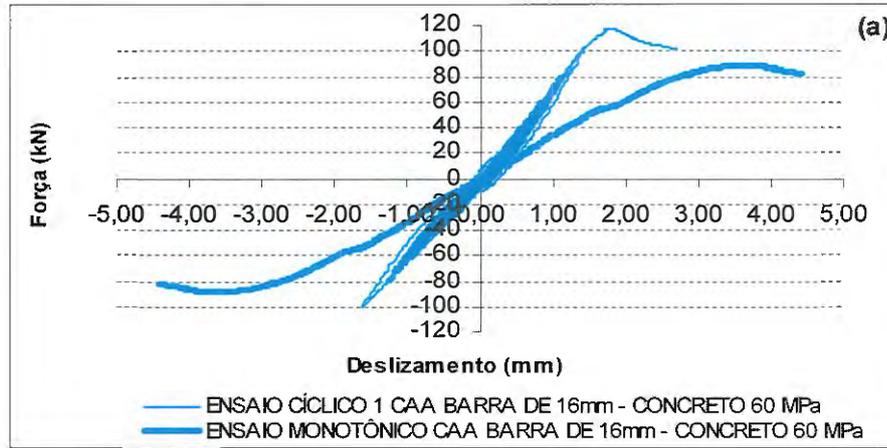


Figura 5.52 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAA C1 - 16mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslocamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por arrancamento por deslizamento da barra



Ruptura por arrancamento por deslizamento da barra

Modelo de ensaio cíclico 1 com concreto auto-adensável (CAA C1 - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 117,73 kN e deslizamento último 1,801 mm.

5.12.4.3 Modelo CAA C2 - 16 mm - 60 MPa

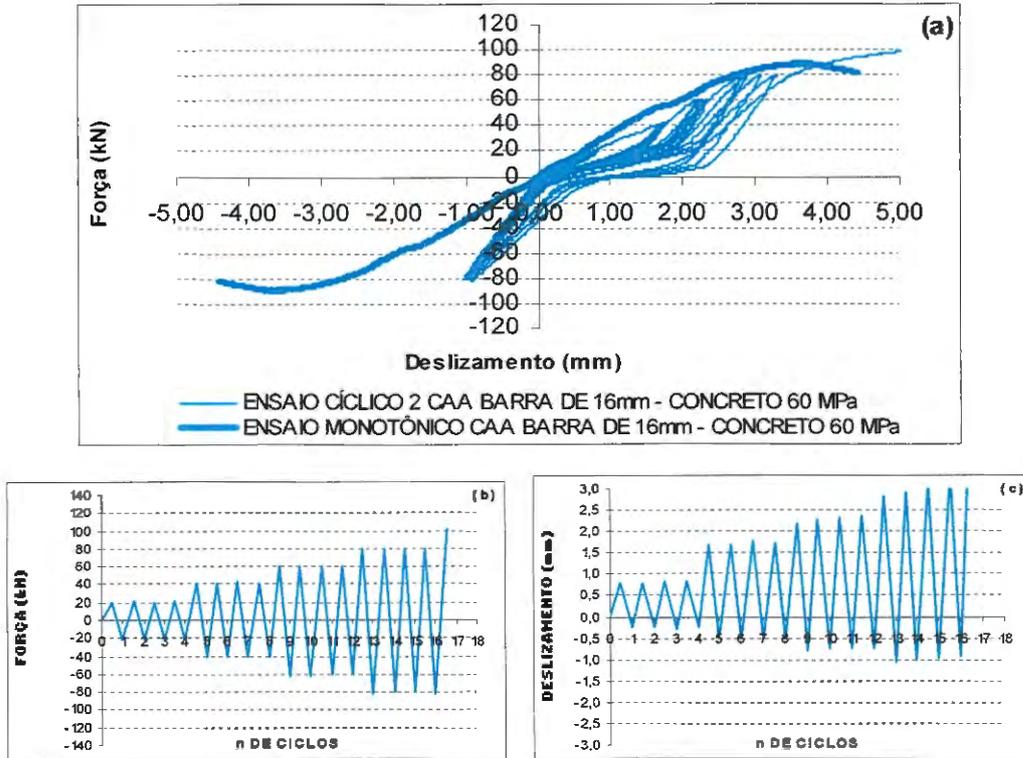


Figura 5.53 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAA C2 - 16mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Foto de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra

Modelo de ensaio cíclico 2 com concreto auto-adensável (CAA C2 - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 101,33 kN e deslizamento último 6,127 mm.

5.13 Ensaio Concreto Auto-Adensável com Fibras de aço

5.13.1 Série 13

5.13.1.1 Modelo CAAFA M - 10 mm – 30 MPa

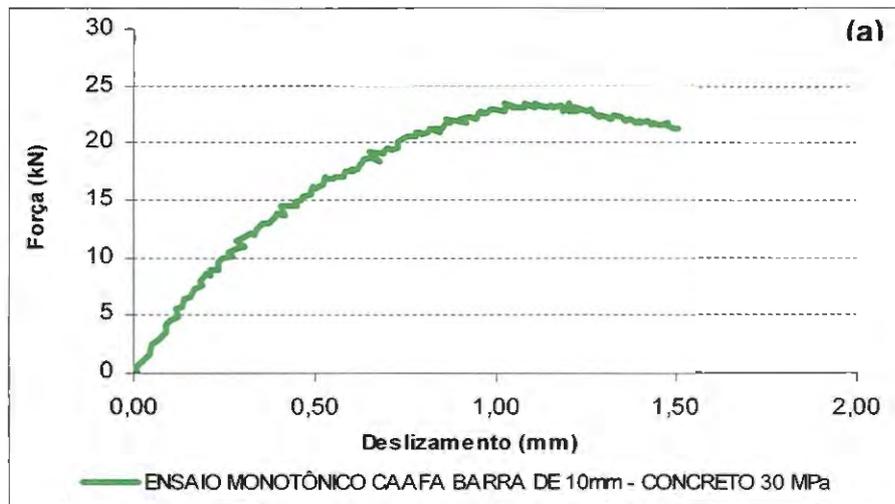


Figura 5.54 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa
(CAAFA M - 10mm - 30MPa)

(b) Foto de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra

Modelo de ensaio monotônico com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA M - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 23,50 kN e deslizamento último 1,022 mm.

5.13.1.2 Modelo CAAFA C1 - 10 mm - 30 MPa

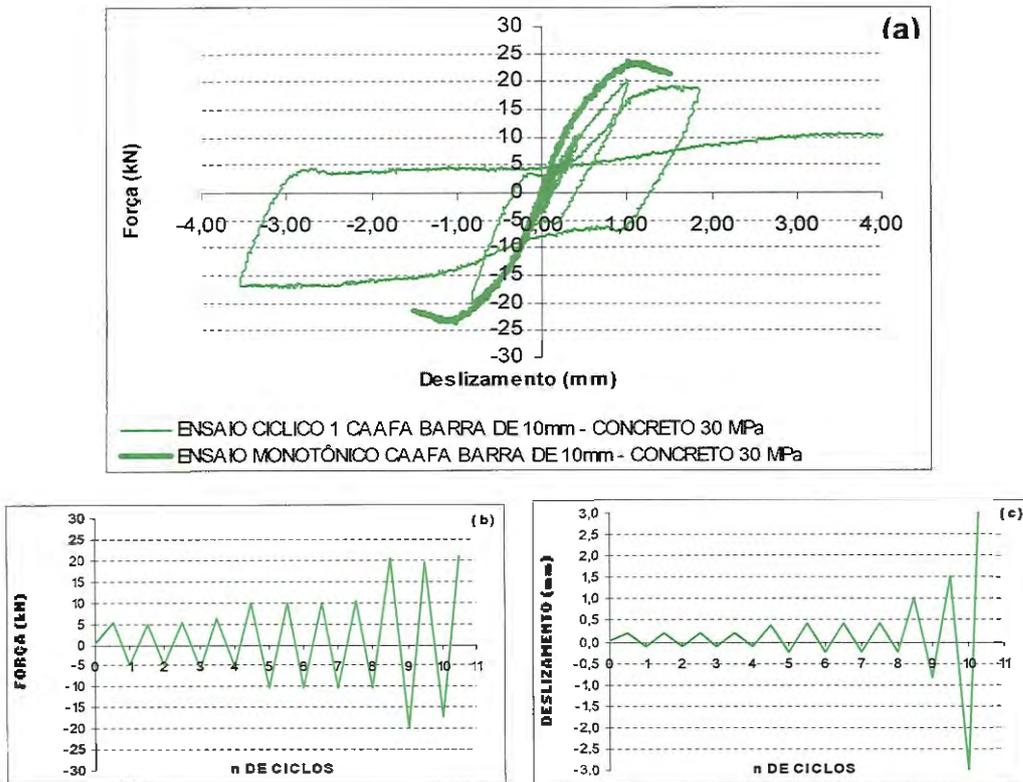


Figura 5.55 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 30 MPa (CAAFA C1 - 10mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista inferior

Modelo de ensaio cíclico 1 com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA C1 - 10 mm - 30 MPa), força última alcançada 20,68 kN e deslizamento último 7,653 mm.

5.13.2 Série 14

5.13.2.1 Modelo CAAFA M - 10 mm – 60 MPa

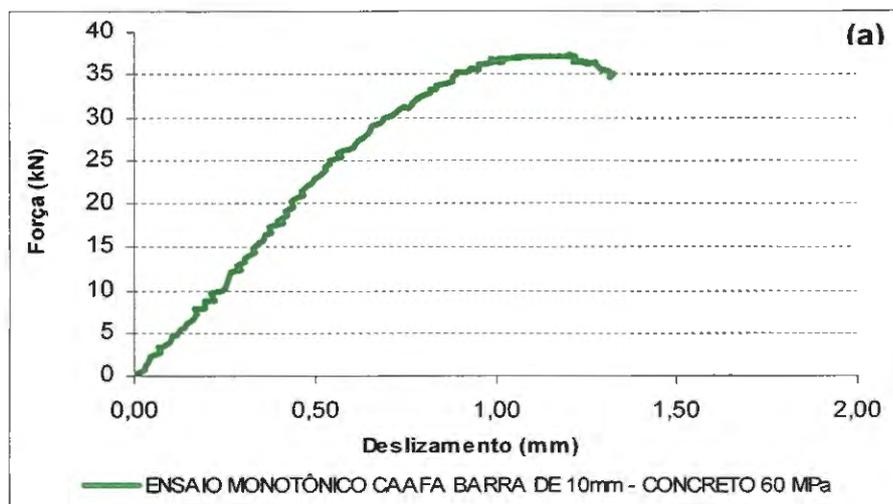
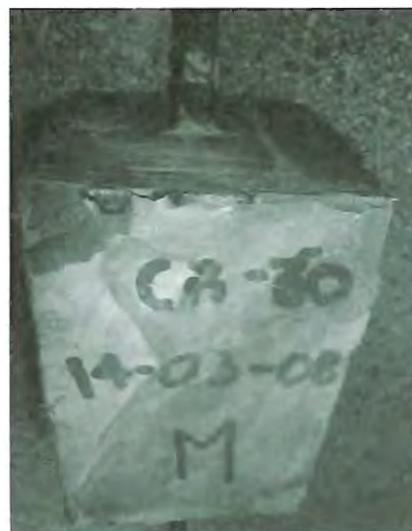


Figura 5.56 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa
(CAAFA M - 10mm - 60MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio monotônico com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA M - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 37,24 kN e deslizamento último 1,202 mm.

5.13.2.2 Modelo CAAFA C1 - 10 mm - 60 MPa

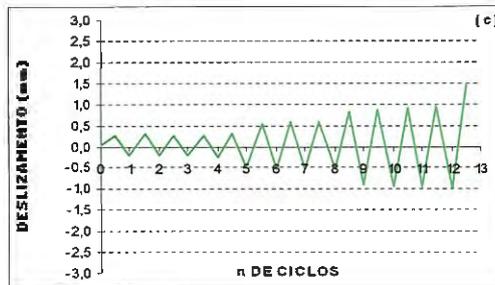
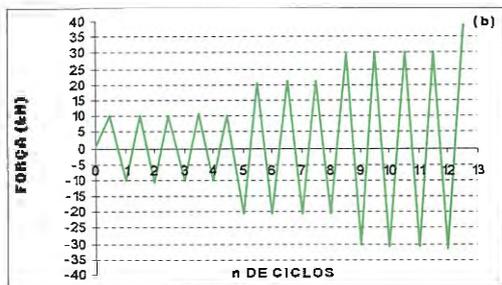
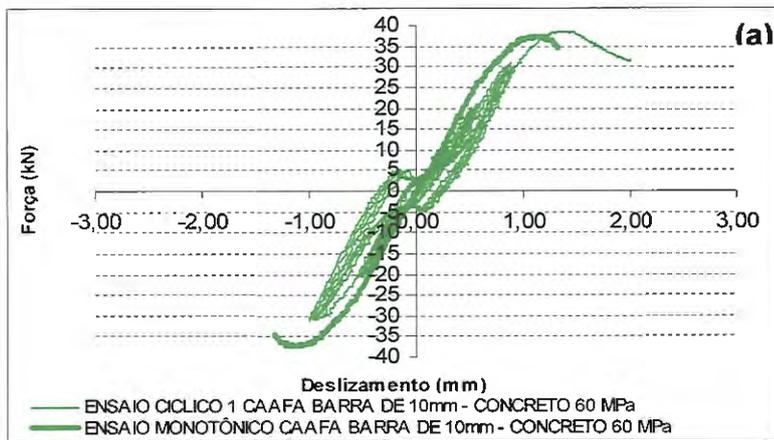


Figura 5.57 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAFA C1 - 10mm - 60MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 1 com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA C1 - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 38,61 kN e deslizamento último 1,454 mm.

5.13.2.3 Modelo CAAFA C2 - 10 mm - 60 MPa

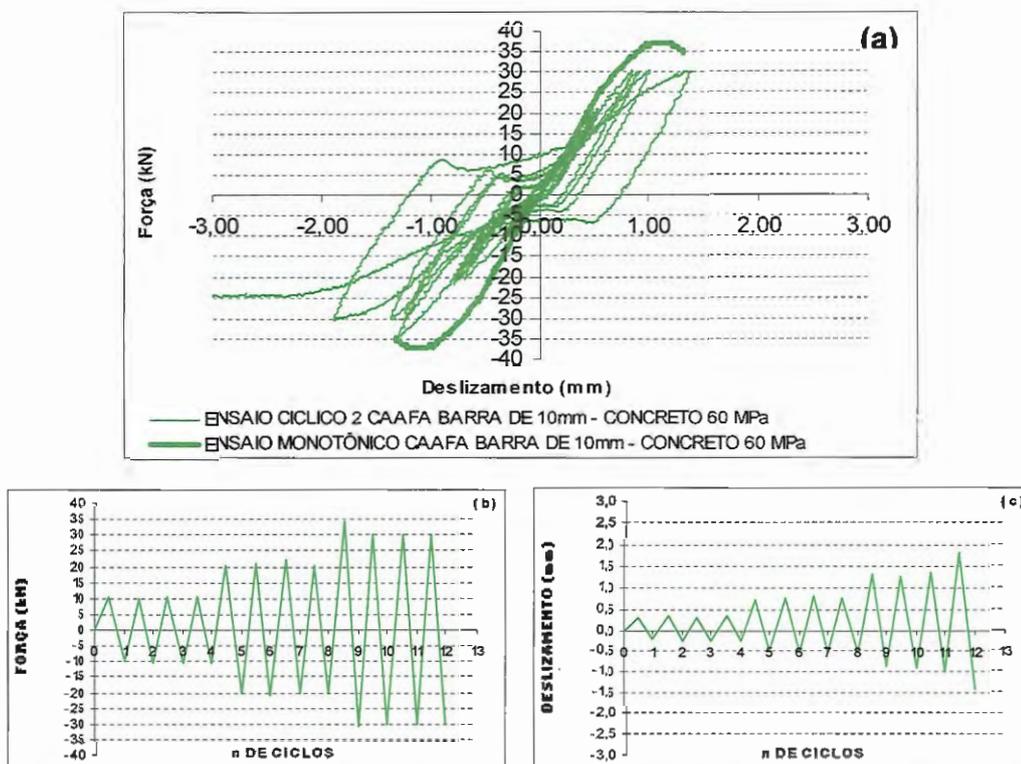
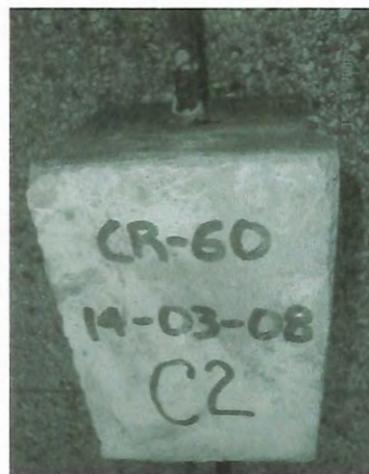


Figura 5.58 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 10 mm – Concreto 60 MPa (CAAFA C2 - 10mm - 60MPa)
 (b) Histórico de força
 (c) Histórico de deslizamento
 (d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 2 com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA C2 - 10 mm - 60 MPa), força última alcançada 34,489 kN e deslizamento último 1,293 mm.

5.13.3 Série 15

5.13.3.1 Modelo CAAFA M - 16 mm - 30MPa

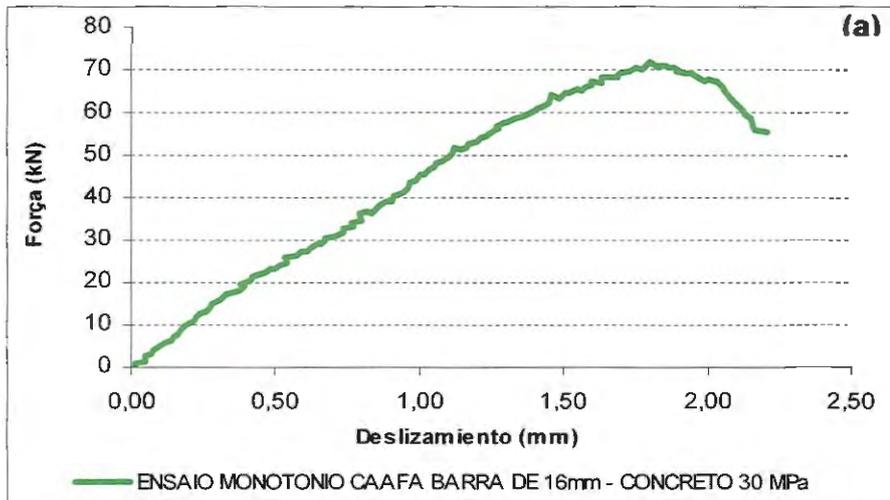


Figura 5.59 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAFA M - 16mm - 30MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por fendilhamento
Vista inferior



Ruptura por fendilhamento
Vista superior

Modelo de ensaio monotônico com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA M - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 71,65 kN e deslizamento último 1,801 mm.

5.13.3.2 Modelo CAAFA C1 - 16 mm - 30 MPa

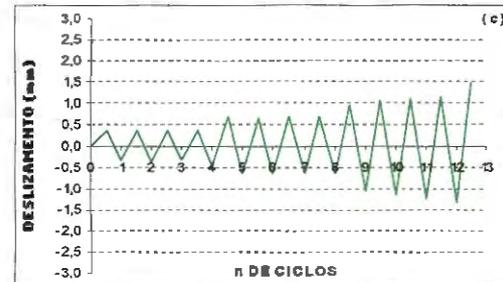
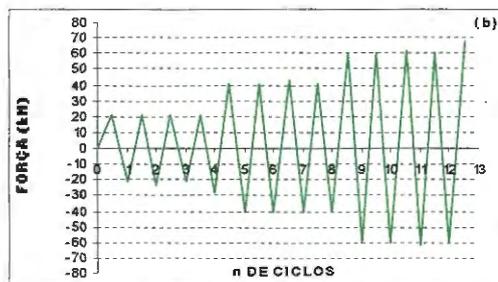
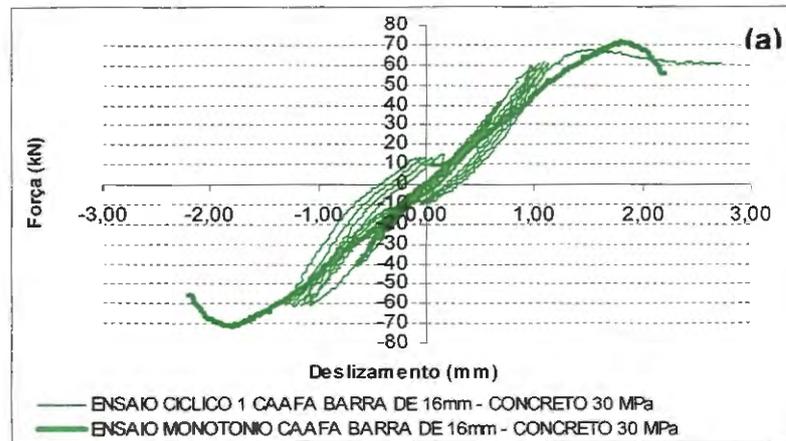


Figura 5.60 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAFA C1 - 16mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslocamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra Vista inferior



Ruptura por deslizamento da barra Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 1 com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA C1 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 67,76 kN e deslizamento último 1,442 mm.

5.13.3.3 Modelo CAAFA C2 - 16 mm - 30 MPa

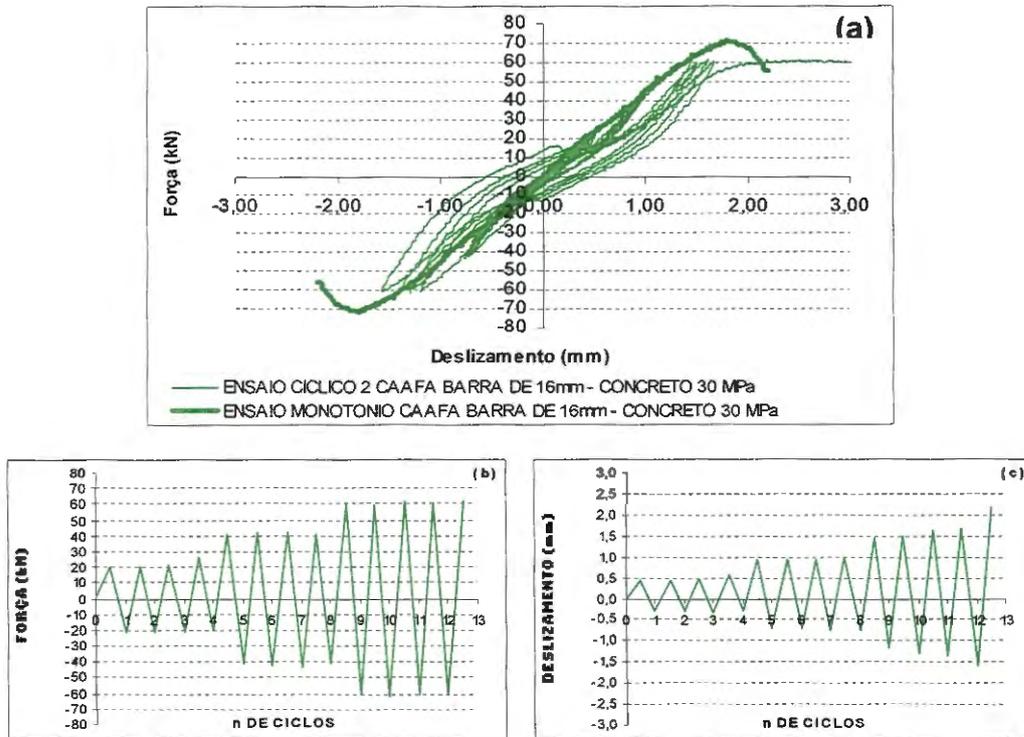
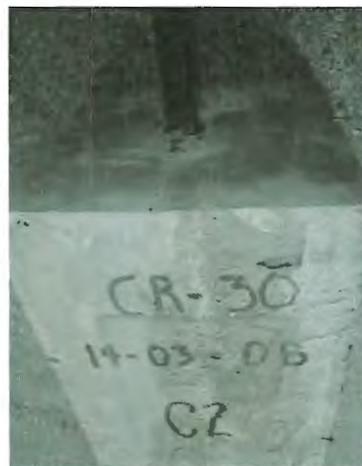


Figura 5.61 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 30 MPa (CAAFA C2 - 16mm - 30MPa)
(b) Histórico de força
(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra Vista inferior



Ruptura por deslizamento da barra Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 2 com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA C2 - 16 mm - 30 MPa), força última alcançada 61,50 kN e deslizamento último 1,610 mm.

5.13.4 Série 16

5.13.4.1 Modelo CAAFA M - 16 mm - 60MPa

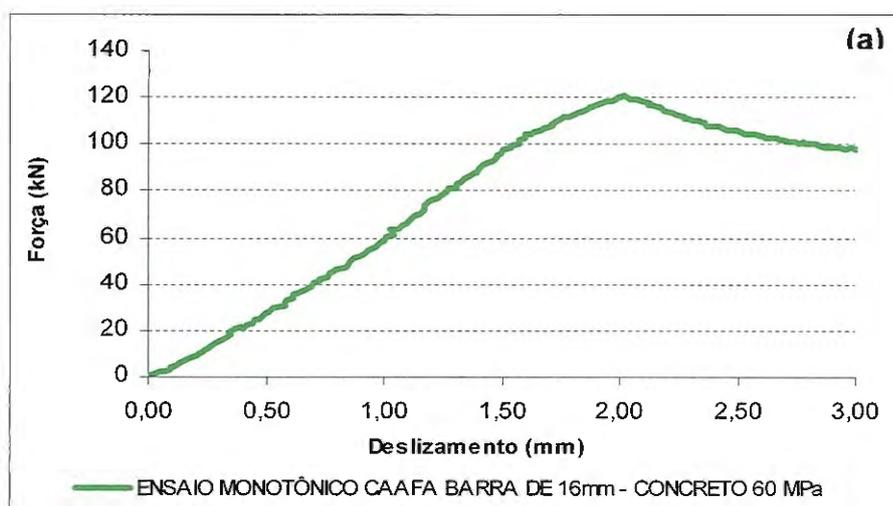


Figura 5.62 (a) Ensaio monotônico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa
(CAAFA M - 16mm - 60MPa)

(b) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra
Vista inferior



Ruptura por deslizamento da barra
Vista superior

Modelo de ensaio monotônico com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA M - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 121,09 kN e deslizamento último 2,014 mm.

5.13.4.2 Modelo CAAFA C1 - 16 mm - 60 MPa

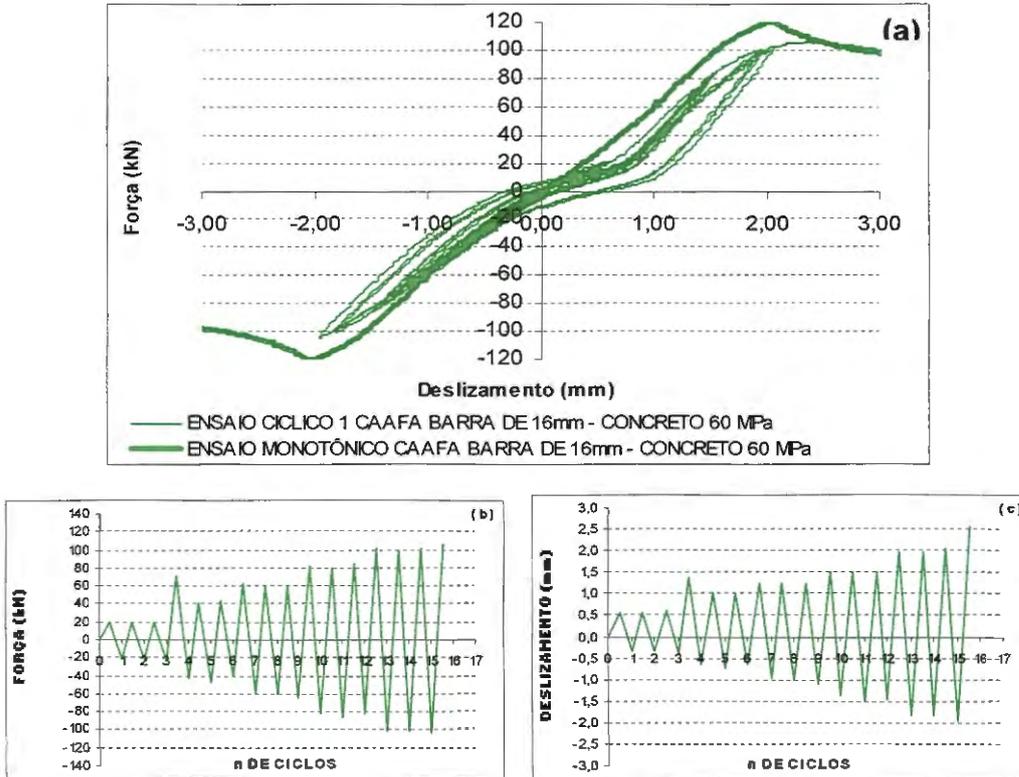


Figura 5.63 (a) Ensaio cíclico 1 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAFA C1 - 16mm - 60MPa)

(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslocamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 1 com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA C1 - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 105,75 kN e deslizamento último 2,545 mm.

5.13.4.3 Modelo CAAFA C2 - 16 mm - 60 MPa

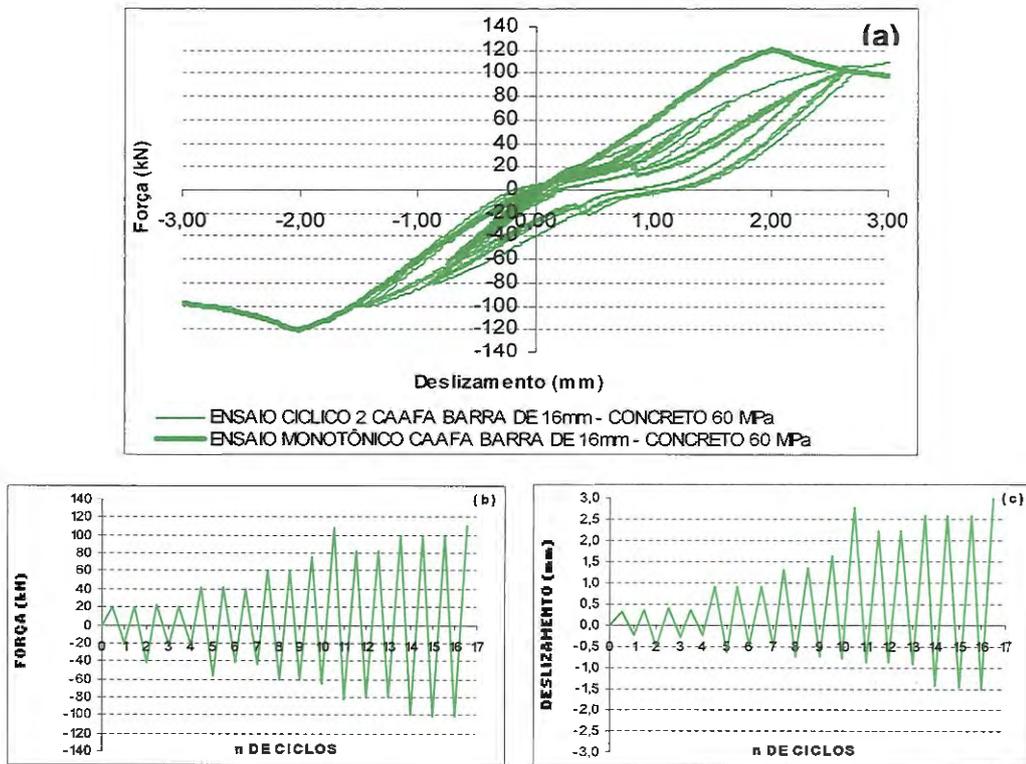


Figura 5.64 (a) Ensaio cíclico 2 – Barra 16 mm – Concreto 60 MPa (CAAFA C2 - 16mm - 60MPa)

(b) Histórico de força

(c) Histórico de deslizamento

(d) Fotos de ruptura



Ruptura por deslizamento da barra



Vista superior

Modelo de ensaio cíclico 2 com Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA C2 - 16 mm - 60 MPa), força última alcançada 110,48 kN e deslizamento último 3,182 mm.

5.14 Considerações Finais

Na Tabela 5.14 são apresentados os resultados dos ensaios em estado endurecido, segundo a teoria anteriormente explicada.

Tabela 5.14 Ensaios dos concretos em estado endurecido

ENSAIOS	CONCRETOS f_c 30 MPa				CONCRETOS f_c 60 MPa			
	CC	CAAP	CAA	CAAFA	CC	CAAP	CAA	CAAFA
Resistência à compressão f_{cm} (MPa)	32,32	31,14	37,7	33,47	50,08	78,11	66,49	62,99
s	0,60	0,24	1,87	0,77	0,58	0,94	2,96	1,22
f_{ck} (MPa)	31,33	30,74	34,61	32,20	49,12	76,56	61,61	60,98
Resistência à Tração f_{ctm} (MPa)	3,13	3,03	2,88	2,86	3,49	4,96	4,70	4,20
f_{ctm} (MPa)	2,98	2,94	3,19	3,04	4,02	5,41	4,68	4,65
$f_{ctk, inf}$ (MPa)	2,09	2,06	2,23	2,13	2,82	3,79	3,28	3,25
$f_{ctk, sup}$ (MPa)	3,88	3,83	4,14	3,95	5,23	7,03	6,08	6,04
Módulo de elasticidade E_c (GPa)	28,84	26,45	29,78	26,74	36,00	44,27	39,56	38,73
E_{ci} (GPa)	31,34	31,05	32,95	31,78	39,25	49,00	43,95	43,73
E_{cs} (GPa)	26,64	26,39	28,01	27,01	33,36	41,65	37,36	37,17
Coefficiente de Poisson								
G_c (GPa)	10,66	10,56	11,20	10,80	13,34	16,66	14,94	14,87

* Resultados ensaios experimentais

* Resultados ensaios teóricos

Os ensaios com carregamento cíclico com concretos de 60 MPa e barras de aço de 16 mm apresentaram um comportamento quase como monotônico.

O principal tipo de ruptura apresentada nos CC foi por fendilhamento do concreto, contrárias às rupturas por atrito dos CAA e CAAFA. Ver Tabela 5.15.

Os modelos com concreto CAAFA foram os que alcançaram, em média, maior número de ciclos, semelhante aos modelos de 16 mm – 60 MPa, o que significa que as fibras de aço apresentam um bom comportamento sob ações de carregamento cíclico e que os concretos de maior resistência à compressão e maior diâmetro de barras são mais resistente à fadiga. Ver Tabela 5.15.

O tipo de ruptura por flambagem da barra de aço de 10 mm ocorre pela sua pequena rigidez em comparação com a da barra de 16 mm.

Tabela 5.15 Resume tipos de ruptura e números de ciclos alcançados

MODELO	TIPOS DE RUPTURA			No. DE CICLOS
	FENDILHAMENTO	DESLIZAMENTO	FLAMBAGEM	
CAAP M - 10 mm - 30 MPa		X		
CAAP C1 - 10 mm - 30 MPa		X		8
CAAP C2 - 10 mm - 30 MPa		X		12
CAAP M - 10 mm - 60 MPa		X		
CAAP C1 - 10 mm - 60 MPa			X	8
CAAP C2 - 10 mm - 60 MPa			X	5
CAAP M - 16 mm - 30 MPa	X			
CAAP C1 - 16 mm - 30 MPa	X			14
CAAP C2 - 16 mm - 30 MPa	X			15
CAAP M - 16 mm - 60 MPa	X			
CAAP C1 - 16 mm - 60 MPa	X			10
CAAP C2 - 16 mm - 60 MPa	X			12
CC M - 10 mm - 30 MPa		X		
CC C1 - 10 mm - 30 MPa	X			13
CC M - 10 mm - 60 MPa	X			
CC C1 - 10 mm - 60 MPa	X			11
CC C2 - 10 mm - 60 MPa	X			10
CC M - 16 mm - 30 MPa	X			
CC C1 - 16 mm - 30 MPa		X		9
CC C2 - 16 mm - 30 MPa		X		11
CC M - 16 mm - 60 MPa	X			
CC C1 - 16 mm - 60 MPa	X			12
CC C2 - 16 mm - 60 MPa	X			10
CAA M - 10 mm - 30 MPa		X		
CAA C1 - 10 mm - 30 MPa		X		4
CAA C2 - 10 mm - 30 MPa		X		9
CAA M - 10 mm - 60 MPa		X		
CAA C1 - 10 mm - 60 MPa		X		13
CAA C2 - 10 mm - 60 MPa		X		10
CAA M - 16 mm - 30 MPa		X		
CAA C1 - 16 mm - 30 MPa		X		9
CAA C2 - 16 mm - 30 MPa		X		9
CAA M - 16 mm - 60 MPa		X		
CAA C1 - 16 mm - 60 MPa		X		17
CAA C2 - 16 mm - 60 MPa		X		16
CAAFa M - 10 mm - 30 MPa		X		
CAAFa C1 - 10 mm - 30 MPa		X		10
CAAFa M - 10 mm - 60 MPa		X		
CAAFa C1 - 10 mm - 60 MPa		X		12
CAAFa C2 - 10 mm - 60 MPa		X		12
CAAFa M - 16 mm - 30 MPa	X			
CAAFa C1 - 16 mm - 30 MPa		X		12
CAAFa C2 - 16 mm - 30 MPa		X		12
CAAFa M - 16 mm - 60 MPa		X		
CAAFa C1 - 16 mm - 60 MPa		X		15
CAAFa C2 - 16 mm - 60 MPa		X		16

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6

CAPÍTULO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados da investigação experimental sobre a aderência aço-concreto. São comparados os resultados obtidos experimentalmente por meio dos ensaios de arrancamento (*pull-out*) padronizados pelo Rilem-Ceb-Fib (1973), sobre carregamentos monotônicos ou estáticos (M) e cíclicos alternados ou dinâmicos (C) utilizando-se concretos convencionais (CC), concretos auto-adensáveis (CAA) e Concreto Auto-Adensável com Fibras de Aço (CAAFA) com duas resistências de compressão (30 MPa e 60 MPa) e com duas dimensões de diâmetro de aço (10 mm e 16 mm). Além disso, apresentam-se comparações de resultados de ensaios mecânicos dos diferentes tipos de concreto, para suas respectivas resistências. Na **Figura 6.1** apresenta-se, graficamente, a ordem de combinação das variáveis utilizadas nesta pesquisa. Os ensaios pilotos feitos com concreto auto-adensável (CAAP), fazem parte dos resultados de ensaios apresentados neste capítulo.

6.1 Considerações Iniciais

O programa experimental de ensaios de aderência compreendeu três modelos por variável, estabelecido da seguinte forma: dois cíclicos (C) por um monotônico (M), para cada uma das combinações de corpos-de-prova e para cada uma das resistências dos concretos.

Vale lembrar que a série CAAFA tem uma adição de volumem de fibras de 1% de 13 mm de comprimento.

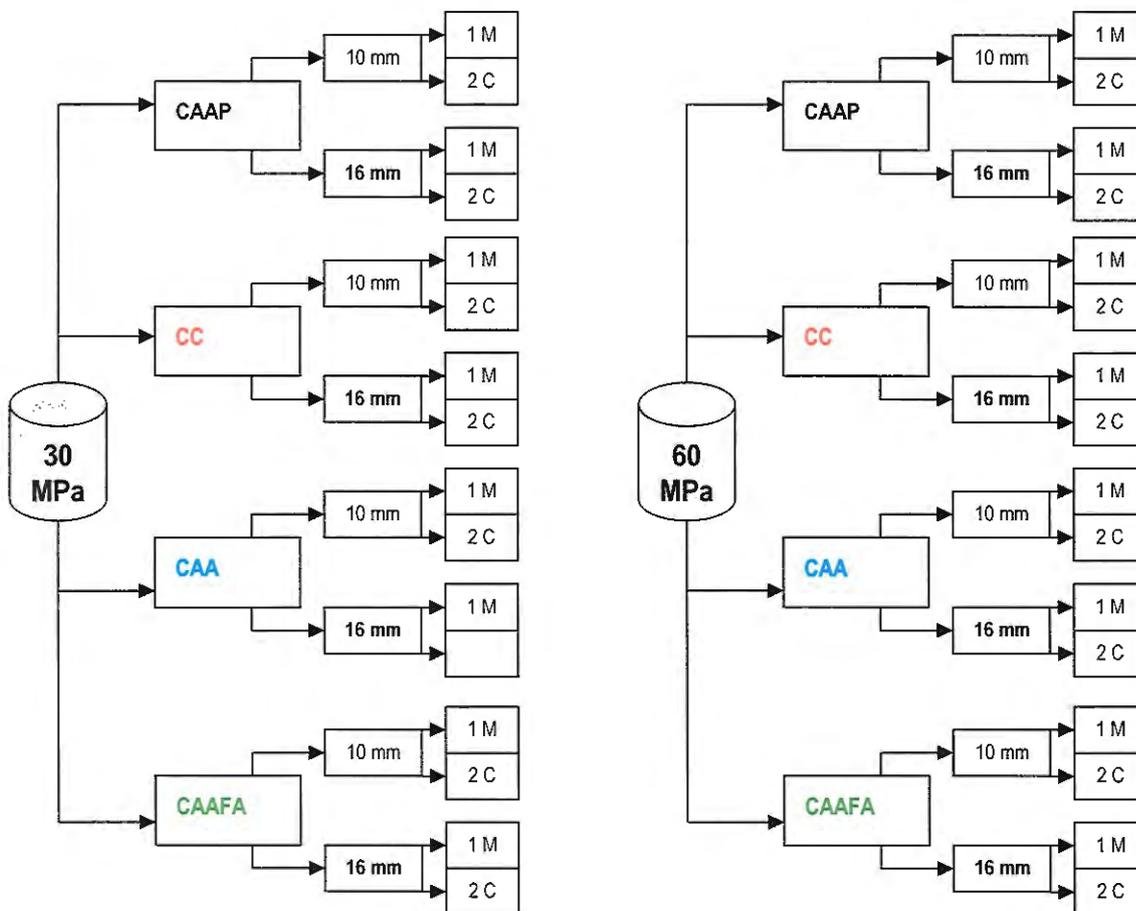


Figura 6.1 Esquemas de combinação de variáveis de ensaios

6.2 Propriedades Mecânicas dos Concretos

Para os ensaios mecânicos de resistência à compressão (f_c), resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}) e módulo de elasticidade longitudinal (E_c) para os diferentes tipos de concretos, foram feitos três cilindros de prova, de 10 cm x 20 cm, ensaiados aos 7, 14 e 28 dias, procurando manter as propriedades constantes nas faixas de 30 MPa e 60 MPa, para cada um dos tipos de concreto.

Nas Figuras 6.2 e 6.3 são apresentados os diagramas de resistência à compressão (f_c) para os quatro tipos de concreto.

Concretos de moderada resistência à compressão, aos 28 dias, mantiveram-se entre 31,14 MPa a 37,70 MPa, enquanto os de alta resistência também após o mesmo período,

apresentaram valores oscilando entre o mínimo e o máximo, respectivamente, de 50,08 MPa a 78,11 MPa.

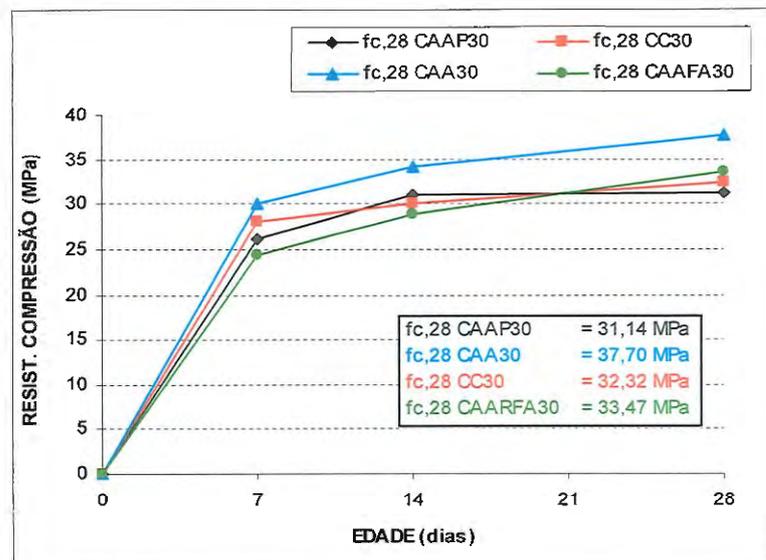


Figura 6.2 Ensaio de resistência à compressão (f_c) aos 7, 14 e 28 dias, em concretos de resistência moderada (30 MPa)

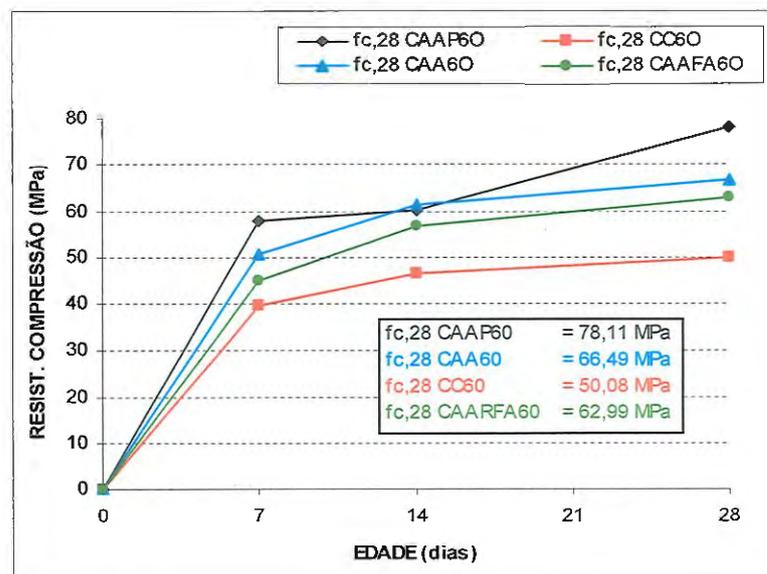


Figura 6.3 Ensaio de resistência à compressão (f_c) aos 7, 14 e 28 dias, em concretos de resistência alta (60 MPa)

Na Figura 6.4 são apresentados os diagramas de resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}) para os quatro tipos de concreto. Os de moderada resistência à tração na compressão diametral, aos 28 dias, mantiveram-se na faixa entre 2,86 MPa a 3,13

MPa. A **Figura 6.5** representa a resistência à tração na compressão diametral, os 28 dias. Os concretos de alta resistência se mantiveram na faixa entre o mínimo e o máximo de 3,49 MPa a 4,96 MPa, respectivamente.

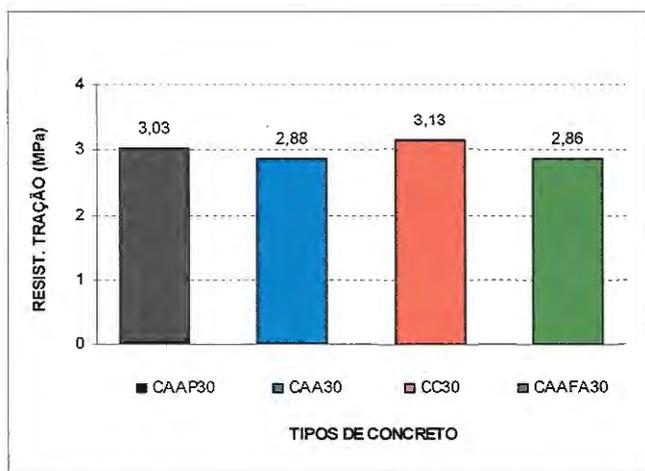


Figura 6.4 Ensaio de resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}) aos 28 dias, para concretos de resistência moderada (30 MPa)

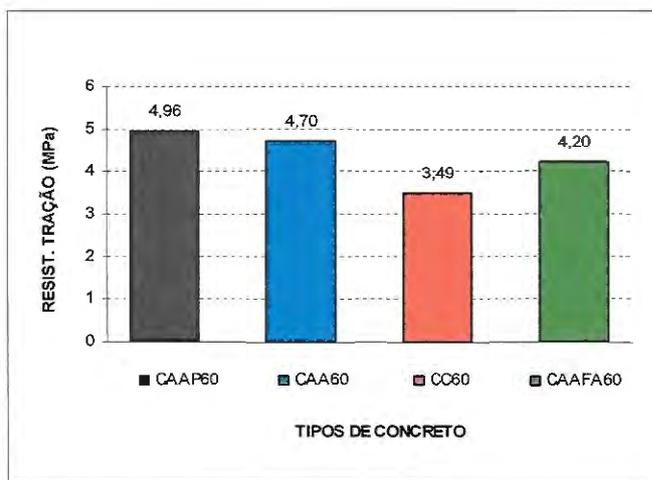


Figura 6.5 Ensaio de resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}) aos 28 dias, para concretos de resistência alta (60 MPa)

As **Figuras 6.6** e **6.7** mostram os diagramas de módulo de elasticidade (E_c) para os quatro tipos de concreto. Os de moderada resistência apresentaram módulos de elasticidade, aos 28 dias, na faixa de 26,45 GPa a 29,78 GPa. Nos concretos de alta resistência, os módulos de elasticidade, aos 28 dias, variaram entre o mínimo e o máximo de 36,00 GPa a 44,27 GPa , respectivamente



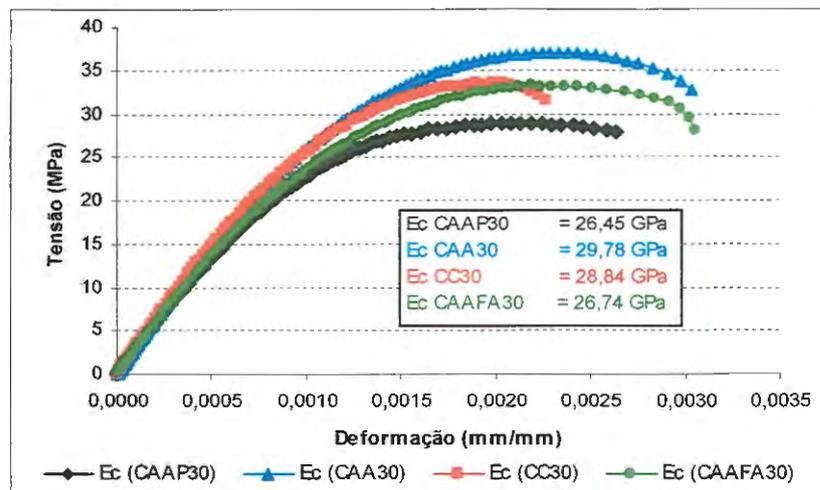


Figura 6.6 Ensaio de módulo de elasticidade (E_c) com concretos de resistência moderada (30 MPa) aos 28 dias

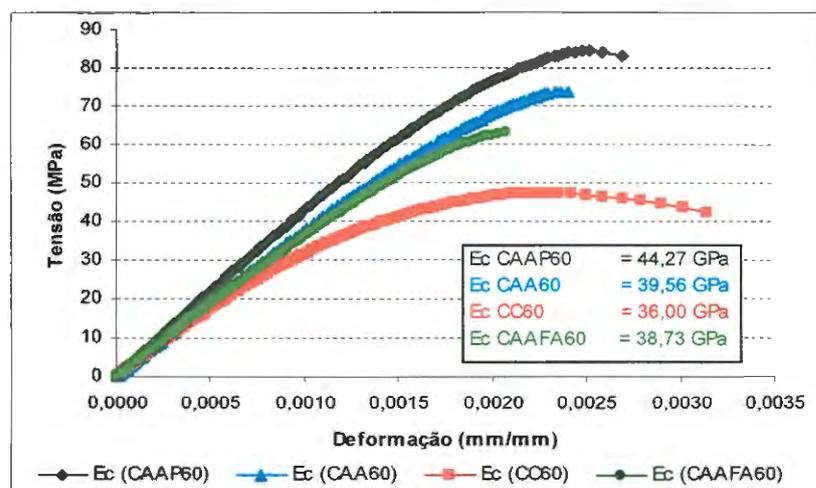


Figura 6.7 Ensaio de módulo de elasticidade (E_c) com concretos de resistência alta (60 MPa) aos 28 dias

6.3 Parâmetros Estatísticos Analisados

Os parâmetros estatísticos utilizados para se avaliar a variabilidade das propriedades do CAA, CC e do CAAFA incluem a média (M), o desvio padrão (D.P.), o coeficiente de variação (C.V.) e Bias Fator (λ).

A seguir, apresenta-se uma descrição sucinta dos parâmetros estatísticos utilizados de acordo com (Lapponi, 2005).

6.3.1 Média

A média é definida como a relação entre a soma dos valores observados e a quantidade de amostras.

$$M = \frac{\sum_1^n X_i}{n}$$

6.3.2 Desvio Padrão

O desvio padrão (DP) consiste da relação entre o valor da amostra e a média da população dividida pelo tamanho da população menos um.

$$DP = \sqrt{\frac{\sum_1^n (X_i - M)^2}{(n - 1)}}$$

6.3.3 Coeficiente de Variação

O coeficiente de variação (C.V.) é definido como a relação entre o desvio padrão e a média.

$$CV = \frac{DP}{M}$$

6.3.4 Bias Fator (λ)

O fator bias é definido como a relação entre o valor médio do experimento e o valor previsto (V. P.) por uma formulação.

$$\lambda = \frac{M}{VP}$$

6.4 Comparações das Propriedades Mecânicas dos Concretos

Como pode ser observado nas **Figuras 6.8, 6.9 e 6.10**, as propriedades mecânicas dos diferentes tipos de concretos (CAAP, CAA, CC e CAAFA), em estado endurecido, apresentaram valores aproximados para os concretos de resistência à compressão média e uma maior variabilidade para os concretos de alta resistência à compressão. O valor médio

para os concretos de média resistência à compressão foi de 33,66 MPa e para os concretos de alta resistência, de 64,42 MPa, de 30 MPa e 60 MPa. Nas Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3 estão apresentados os resultados das análises estatísticas dos ensaios mecânicos dos concretos em estado endurecido.

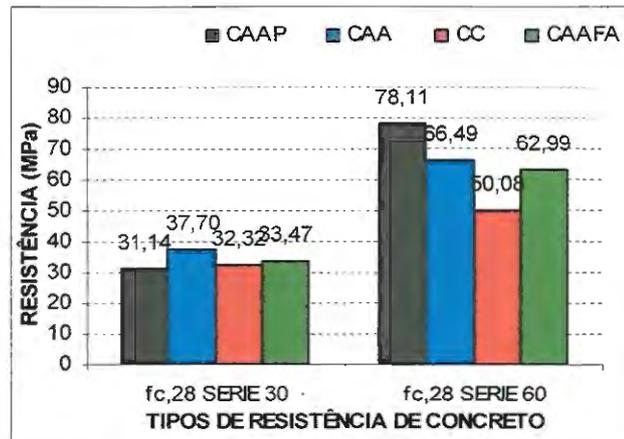


Figura 6.8 Ensaio de resistência à compressão (f_c) aos 28 dias por tipos de resistências (30 MPa e 60 MPa)

Tabela 6.1 Ensaio de resistência à compressão (f_c)

	M (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	V. P. (MPa)	B. F. (λ)
f_{c28} (30 MPa)	33,66	$\pm 2,86$	8,49	30,00	1,12
f_{c28} (60 MPa)	64,42	$\pm 11,54$	17,91	60,00	1,07

O Valor Previsto (V. P.) é tomado da média do valor médio esperado para os

concretos.

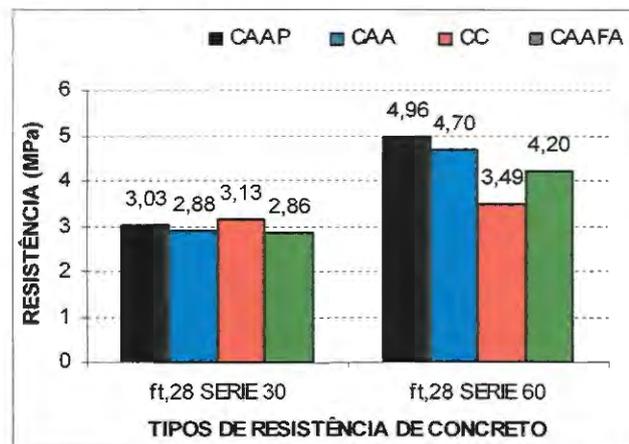


Figura 6.9 Ensaio de resistência à tração na compressão diametral (f_{ct}) aos 28 dias por tipos de resistência (30 MPa e 60 MPa)

Tabela 6.2 Ensaio de resistência à tração (f_{ct})

	M (MPa)	D. P. (MPa)	C. V. (%)	V. P. (MPa)	B. F. (λ)
f_{ct28} (30 MPa)	2,98	$\pm 0,13$	4,31	2,90	1,03
f_{ct28} (60 MPa)	4,34	$\pm 0,64$	14,86	4,60	0,94

O Valor Previsto (V. P.) é tomado da média dos valores teóricos da Tabela 5.14

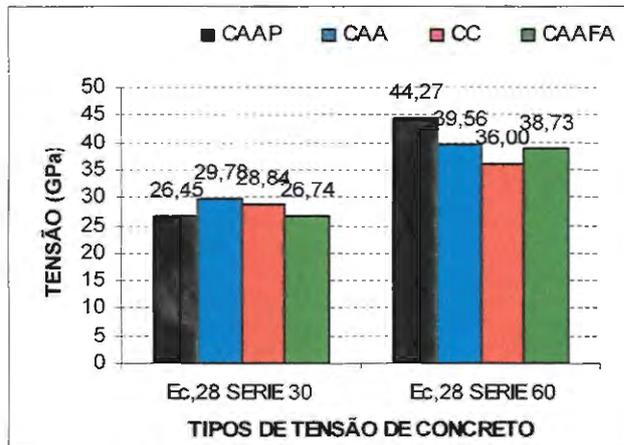


Figura 6.10 Ensaio de módulo de elasticidade (E_c) de concreto aos 28 dias por tipos de resistência (30 MPa e 60 MPa)

Tabela 6.3 Ensaio de módulo de elasticidade (E_c)

	M (GPa)	D. P. (GPa)	C. V. (%)	V. P. (GPa)	B. F. (λ)
E_{c28} (30 MPa)	27,95	$\pm 1,62$	5,79	26,07	1,07
E_{c28} (60 MPa)	39,64	$\pm 3,44$	8,68	36,07	1,08

O Valor Previsto (V. P.) é tomado da média dos valores teóricos da Tabela 5.14

6.5 Propriedades dos Concretos e Aços

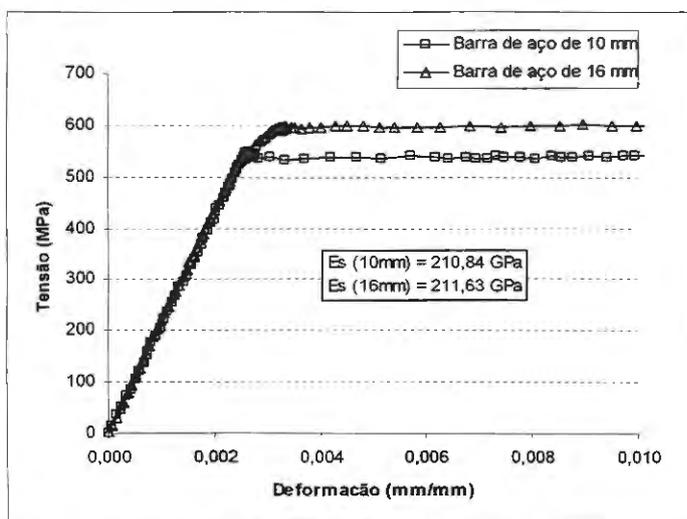


Figura 6.11 Diagramas da tensão x deformação para aços de 10 mm e 16 mm

Os ensaios para a caracterização do aço foram feitos em três corpos-de-prova de barras de aço, para cada diâmetro utilizado (10 mm e 12 mm), submetidos a força de tração até a ruptura na máquina universal servo controlada. Para cada diâmetro utilizado, as extremidades dos corpos-de-prova foram presas pelas garras da máquina. As deformações

na região central da amostra, medidas através de um extensômetro, foram registradas em intervalos discretos muito pequenos, como se observa na **Figura 6.11**.

6.6 Resultados de Ensaios de Aderência Sob Carregamentos Monotônicos

Os ensaios de arrancamento monotônicos ou por tração ou ensaios *pull-out* têm a finalidade de apresentar a tensão última de aderência entre a barra de aço e o concreto, a partir de uma velocidade de deformação imposta, que permite registrar a curva da força de arrancamento vs deslizamento, até alcançar a falha do concreto por fendilhamento ou arrancamento da barra de aço. As medidas efetuadas dizem respeito ao deslizamento da barra de aço em relação ao concreto envolvente. Ver **Figuras 6.12 a.), 6.13 a.), 6.14 a.) e 6.15 a.)**

O procedimento adotado para o cálculo da tensão de aderência em ensaios de arrancamento monotônicos foi o estabelecido pelo Rilem-Ceb-Fib (1973), (Equação 6.1).

$$\tau = \frac{F}{\pi l_d \cdot \phi} \quad (\text{MPa}) \quad (6.1)$$

Onde:

F : força aplicada em (kN);

l_d : comprimento aderente em (cm) e

ϕ : diâmetro da barra de aço em (cm).

Para o cálculo da resistência de aderência, foi adotado o procedimento de acordo com Rilem-Ceb-Fib (1973) e Barbosa (2001), no qual, a resistência média de aderência (τ_m) (Equação 6.2) é dada pela média das resistências de aderência obtidas para os deslizamentos de 0,01 mm ($\tau_{0,01}$), 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) e 1,0 mm ($\tau_{1,0}$). Se o deslizamento último

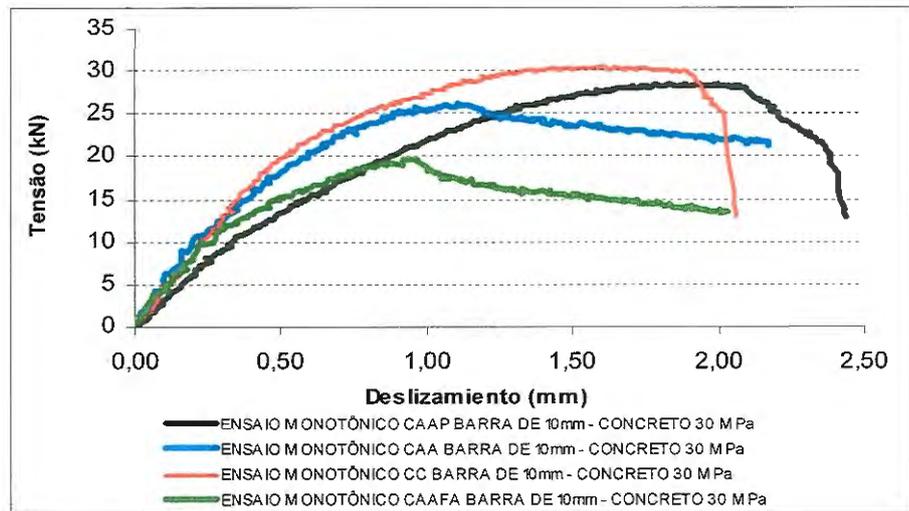
for menor que 1,0 mm no cálculo de τ_m , τ_u , a tensão máxima de aderência deverá ser empregada no lugar de $\tau_{1,0}$.

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (6.2)$$

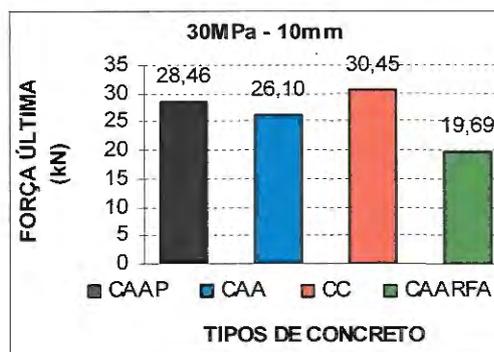
Sendo F_u a força de ruptura do ensaio, S_u , o deslizamento correspondente à força de ruptura do ensaio, (τ_m / f_c) é a razão entre a tensão média de aderência e a resistência à compressão do concreto. Ver Tabelas 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7.

As resistências de aderência foram calculadas a partir da Equação 6.1, sendo verificado os valores correspondentes aos deslizamentos de 0,01 mm, 0,1 mm e 1,0 mm, de modo a se obter a resistência média de aderência, como pode ser observado nas Tabelas 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7. A resistência de aderência é calculada para os tipos de concretos (CAAP, CAA, CC e CAAFA) de resistências à compressão moderada (30 MPa) e alta (60 MPa), com barras de aço de 10 mm e 16 mm.

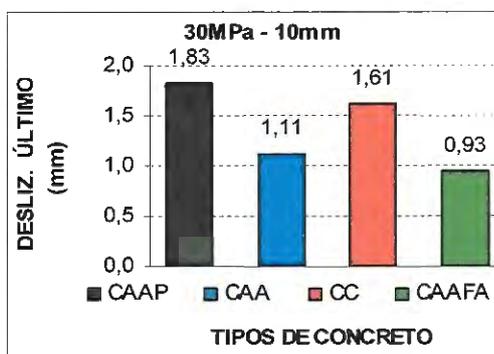
As Figuras 6.12 a.), 6.13 a.), 6.14 a.) e 6.15 a.) apresentam os resultados experimentais dos ensaios monotônicos, força aplicada vs deslizamento e os valores de: b.) força última, c.) deslizamento último e d.) tensão última, para os diferentes tipos de concretos (CAAP, CAA, CC e CAAFA) e os diâmetros da barras de aço usadas (10 mm e 16 mm).



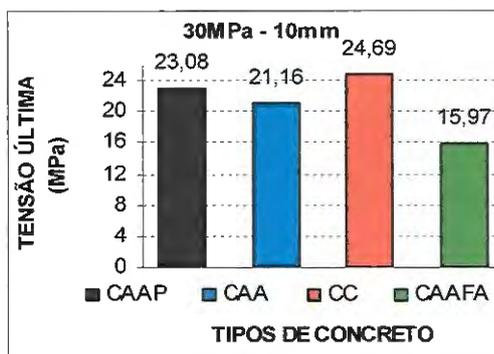
a.)



b.)



c.)



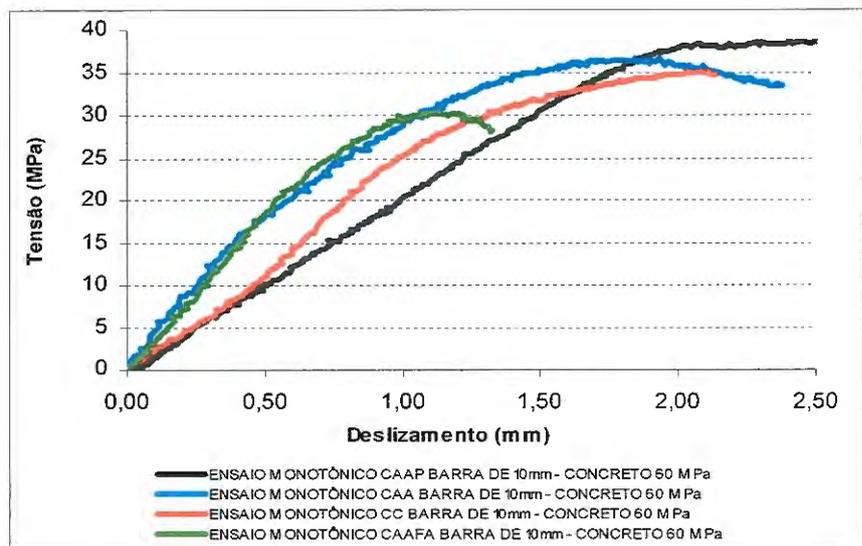
d.)

Figura 6.12 (a) Ensaios monotônicos para os modelos 30 MPa - 10 mm
 (b) Força última alcançada para os modelos 30 MPa - 10 mm
 (c) Deslizamento último alcançado para os modelos 30 MPa - 10 mm
 (d) Tensão última para os modelos 30 MPa - 10 mm

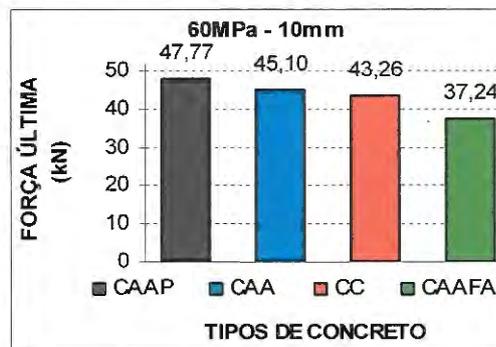
Tabela 6.4 Resultados de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 30 MPa – 10 mm

	CAAP	CAA	CC	CAAFA
τ (MPa)	23,08	21,16	24,69	19,06
F_u (kN)	28,46	26,10	30,45	23,50
S_u (mm)	1,83	1,11	1,61	1,02
$\tau_{0,01}$ (MPa)	0,371	0,495	0,248	0,062
$\tau_{0,1}$ (MPa)	2,599	4,641	3,403	3,713
$\tau_{1,0}$ (MPa)	17,883	20,668	22,214	18,502
τ_u (MPa)	23,081	21,163	24,690	19,059
τ_m (MPa)	6,951	8,601	8,622	7,425
τ_m/f_c	0,223	0,228	0,267	0,222

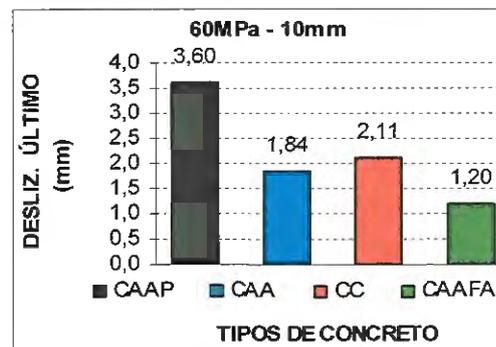
Resultados dos ensaios: para os ensaios monotônicos a relação tensão de aderência–deslizamento nos modelos 30 MPa - 10 mm para os concretos CAAP, CAA, CC e CAAFA são mostrados na **Figura 6.12 a.)**, a força e tensão última foram alcançadas com o concreto convencional (CC) e o deslizamento último foi alcançado com o concreto auto-adensável piloto (CAAP), como se observa nas **Figura 6.12 b.), c.) e d.)**.



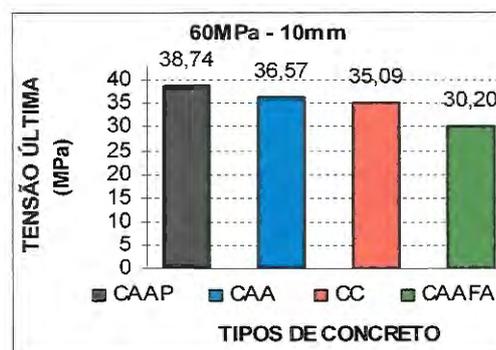
a.)



b.)



c.)



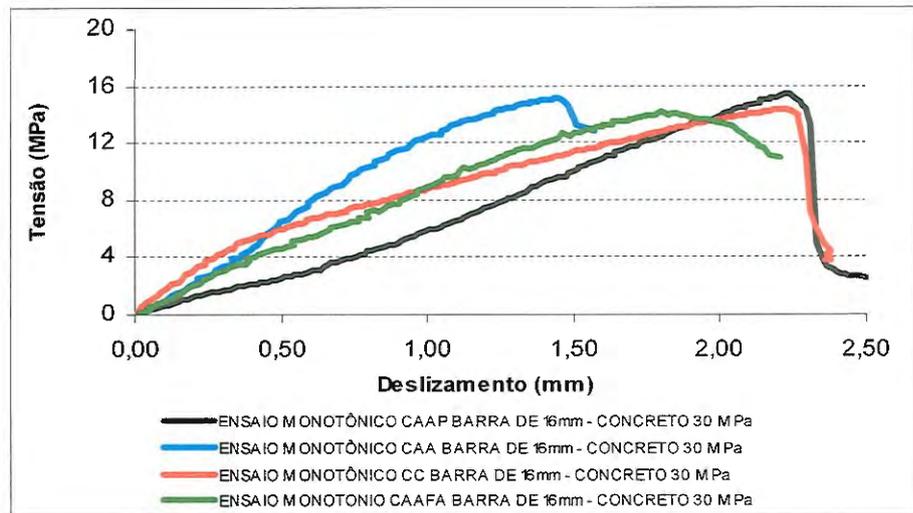
d.)

Figura 6.13 (a) Ensaios monotônicos para os modelos 60 MPa - 10 mm
 (b) Força última alcançada para os modelos 60 MPa - 10 mm
 (c) Deslizamento último alcançado para os modelos 60 MPa - 10 mm
 (d) Tensão última para os modelos 60 MPa - 10 mm

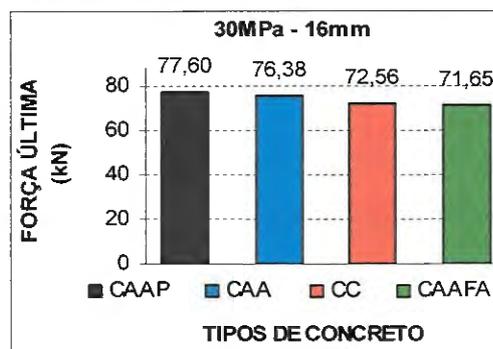
Tabela 6.5 Resultados de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 60 MPa – 10 mm

	CAAP	CAA	CC	CAAFA
τ (MPa)	38,74	36,57	35,09	30,20
F_u (kN)	47,77	45,10	43,26	37,24
S_u (mm)	3,60	1,84	2,11	1,20
$\tau_{0,01}$ (MPa)	0,495	1,114	0,433	0,619
$\tau_{0,1}$ (MPa)	2,475	4,579	2,475	3,341
$\tau_{1,0}$ (MPa)	20,358	29,331	25,556	29,578
τ_u (MPa)	38,736	36,571	35,085	30,197
τ_m (MPa)	7,776	11,675	9,488	11,179
τ_m/f_c	0,100	0,176	0,189	0,177

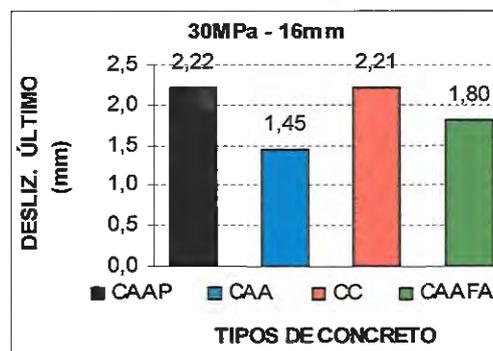
Resultados dos ensaios: para os ensaios monotônicos a relação tensão de aderência–deslizamento nos modelos 60 MPa - 10 mm para os concretos CAAP, CAA, CC e CAAFA são mostrados na **Figura 6.13 a.)**, a força e tensão última foram alcançadas nos concretos auto-adensáveis (CAAP e CAA) e o deslizamento último, no concreto convencional (CC), como se observa nas **Figura 6.13 b.), c.) e d.)**.



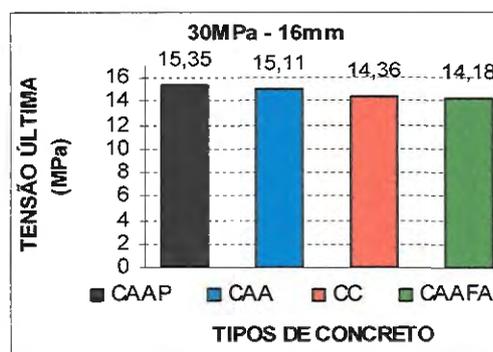
a.)



b.)



c.)



d.)

Figura 6.14 (a) Ensaio monotônico para os modelos 30 MPa - 16 mm
(b) Força última alcançada para os modelos 30 MPa - 16 mm
(c) Deslizamento último alcançado para os modelos 30 MPa - 16 mm
(d) Tensão última para os modelos 30 MPa - 16 mm

Tabela 6.6 Resultados de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 30 MPa – 16 mm

	CAAP	CAA	CC	CAAFa
τ (MPa)	15,35	15,11	14,36	14,18
F_u (kN)	77,60	76,38	72,56	71,65
S_u (mm)	2,22	1,45	2,21	1,80
$\tau_{0,01}$ (MPa)	0,136	0,226	0,272	0,060
$\tau_{0,1}$ (MPa)	0,649	0,891	1,872	0,951
$\tau_{1,0}$ (MPa)	5,903	12,530	8,892	8,952
τ_u (MPa)	15,354	15,112	14,357	14,176
τ_m (MPa)	2,229	4,549	3,679	3,321
τ_m/f_c	0,072	0,121	0,114	0,099

Resultados dos ensaios: para os ensaios monotônicos a relação tensão de aderência–deslizamento nos modelos 30 MPa - 16 mm para os concretos CAAP, CAA, CC e CAAFA são mostrados na **Figura 6.14 a.)**, a força e tensão última alcançadas foram similares para todos os concretos (CAAP, CAA, CC e CAAFA) e o deslizamento último alcançado foi similar para concretos auto-adensável piloto e concreto convencional (CAAP e CC), como se observa nas **Figura 6.14 b.), c.) e d.)**.

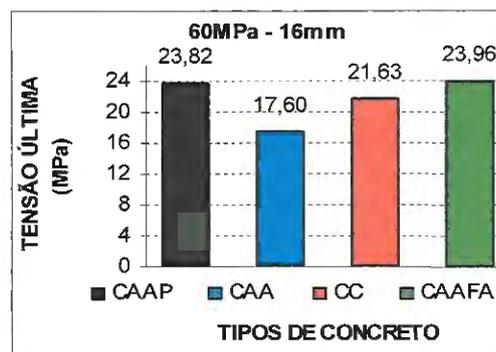
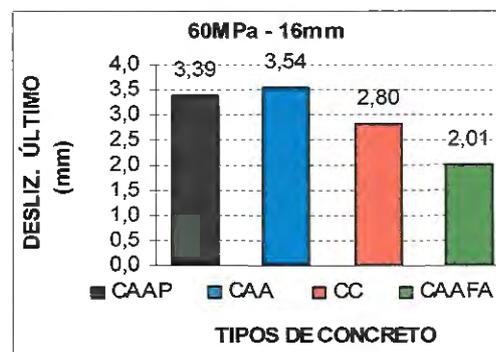
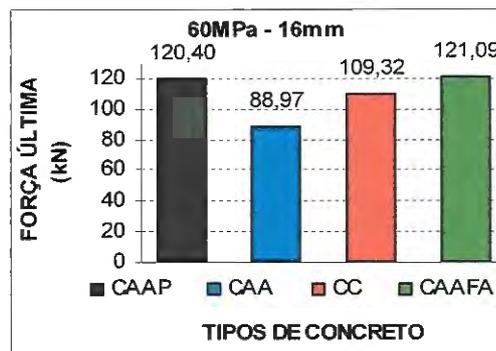
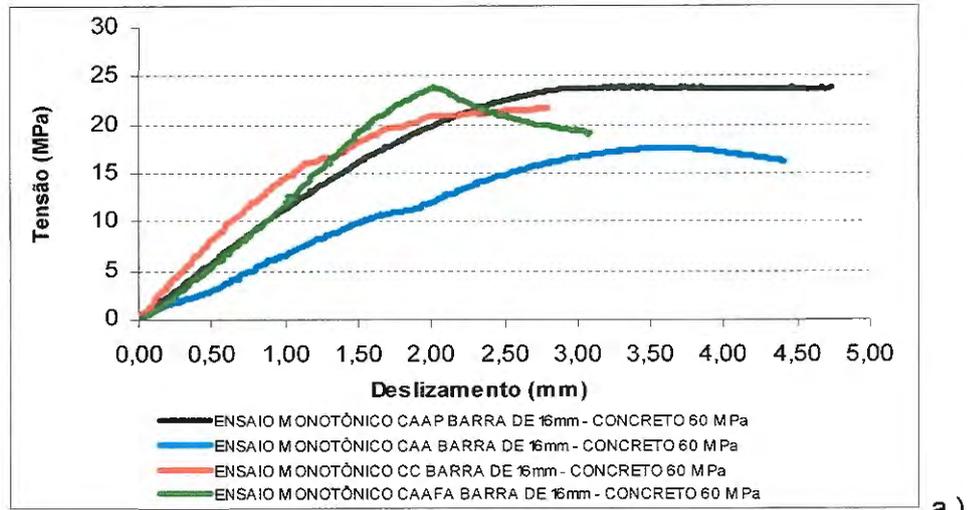


Figura 6.15 (a) Ensaios monotônicos para os modelos 60 MPa - 16 mm
(b) Força última alcançada para os modelos 60 MPa - 16 mm
(c) Deslizamento último alcançado para os modelos 60 MPa - 16 mm
(d) Tensão última para os modelos 60 MPa - 16 mm

Tabela 6.7 Resultados de tensão de aderência para ensaios monotônicos para os modelos de 60 MPa – 16 mm

	CAAP	CAA	CC	CAAFA
τ (MPa)	23,82	17,60	21,63	23,96
F_u (kN)	120,40	88,97	109,32	121,09
S_u (mm)	3,39	3,54	2,80	2,01
$\tau_{0,01}$ (MPa)	0,151	0,015	0,211	0,015
$\tau_{0,1}$ (MPa)	1,389	0,891	1,917	1,042
$\tau_{1,0}$ (MPa)	11,383	6,582	14,644	11,972
τ_u (MPa)	23,822	17,603	21,630	23,958
τ_m (MPa)	4,308	2,496	5,591	4,343
τ_m/f_c	0,055	0,038	0,112	0,069

Resultados dos ensaios: para os ensaios monotônicos a relação tensão de aderência–deslizamento nos modelos 60 MPa - 16 mm para os concretos CAAP, CAA, CC e CAAFA são mostrados na **Figura 6.15 a.)**, a força e tensão última alcançadas foram similares para todos os concretos auto-adensáveis, piloto e o concreto auto-adensável com fibra de aço (CAAP e CAAFA), e o máximo deslizamento alcançado foi para concretos auto-adensável (CAA), como se observa nas **Figuras 6.15 b.)**, **c.)** e **d.)**.

Entretanto, a relação (τ_m/f_c), apresentada nas **Tabela 6.4**, **Tabela 6.5**, e **Tabela 6.6** mostrou que as séries apresentaram resultados similares, pois relaciona diretamente a tensão média de aderência (τ_m) com a resistência à compressão do concreto (f_c) na data dos ensaios.

Os valores da relação (τ_m/f_c) da **Tabela 6.7**, mostram que as séries apresentaram resultados similares, mas o concreto convencional apresentou valor maior que a média, uma vez que a tensão média de aderência ($\tau_{1,0}$) atingiu um valor muito alto.

6.7 Comparação de Resultados de Ensaios de Aderência Sob Carregamentos Monotônicos

Nas **Tabelas 6.8**, **6.9** e **6.10** são apresentados os parâmetros estatísticos: Média (M), Desvio Padrão (DP), Coeficiente de Variação (CV) e Bias Fator (λ), para cada uma das

forças, deslizamentos e resistência para cada um dos modelos com arrancamentos monotônicos.

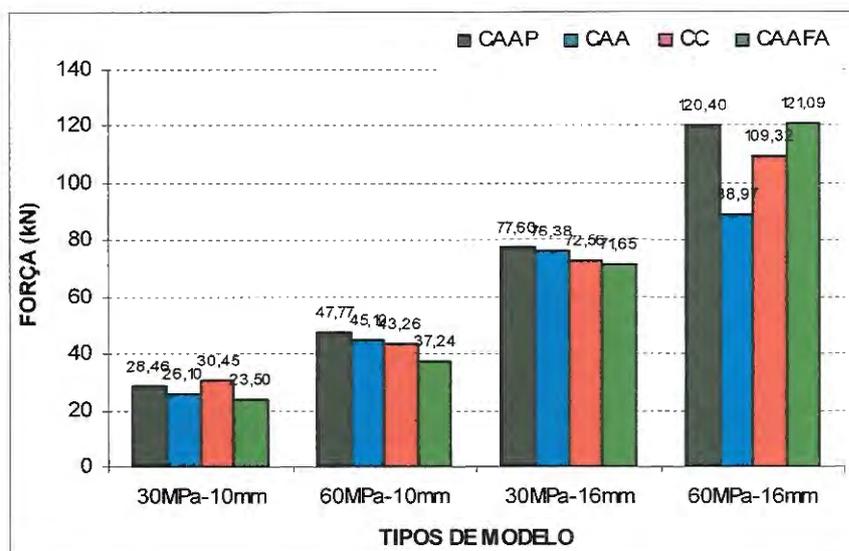


Figura 6.16 Agrupamento de ensaios monotônicos para força última e tipos de modelos de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 30MPa-16mm)

Tabela 6.8 Análises estatística, de força última para os modelos monotônicos

	M (kN)	D. P.	C. V. (%)	V. P. (kN)	B. F. (λ)
30MPa-10mm	27,13	± 3,00	11,06	30,00	0,90
60MPa-10mm	43,34	± 4,47	10,31	45,00	0,96
30MPa-16mm	74,55	± 2,89	3,87	80,00	0,93
60MPa-16mm	109,95	± 14,99	13,63	120,00	0,92

O Valor Previsto (V. P.) é tomado do valor esperado com respeito ao diâmetro da barra de aço e à resistência do concreto.

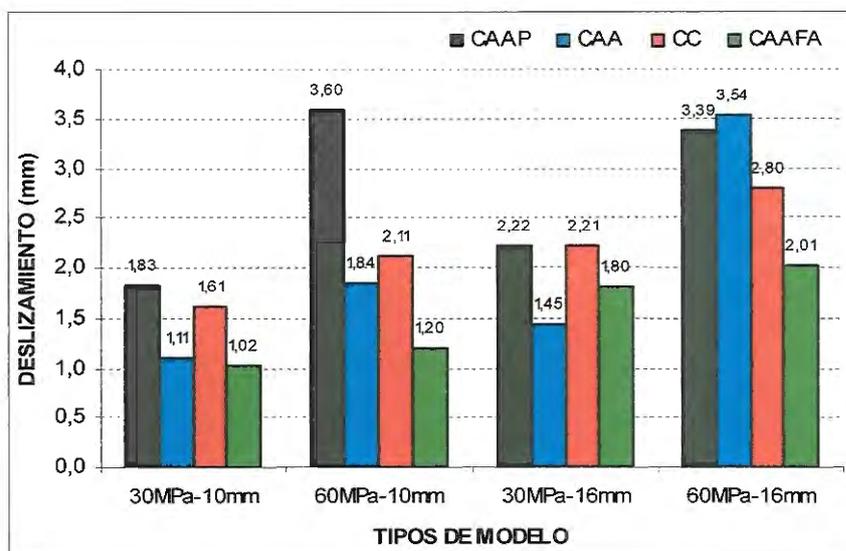


Figura 6.17 Agrupamento de ensaios monotônicos para deslizamento último e tipos de modelos de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.9 Análises estatística, de deslizamento último para modelos monotônicos

	M (mm)	D. P.	C. V. (%)	V. P. (mm)	B. F. (λ)
30MPa-10mm	1,39	± 0,39	28,05	1,50	0,93
60MPa-10mm	2,19	± 1,02	46,41	2,20	0,99
30MPa-16mm	1,92	± 0,37	19,37	2,50	0,77
60MPa-16mm	2,94	± 0,69	23,53	3,00	0,98

O Valor Previsto (V. P.) é tomado do valor esperado com respeito ao diâmetro da barra de aço e à resistência do concreto.

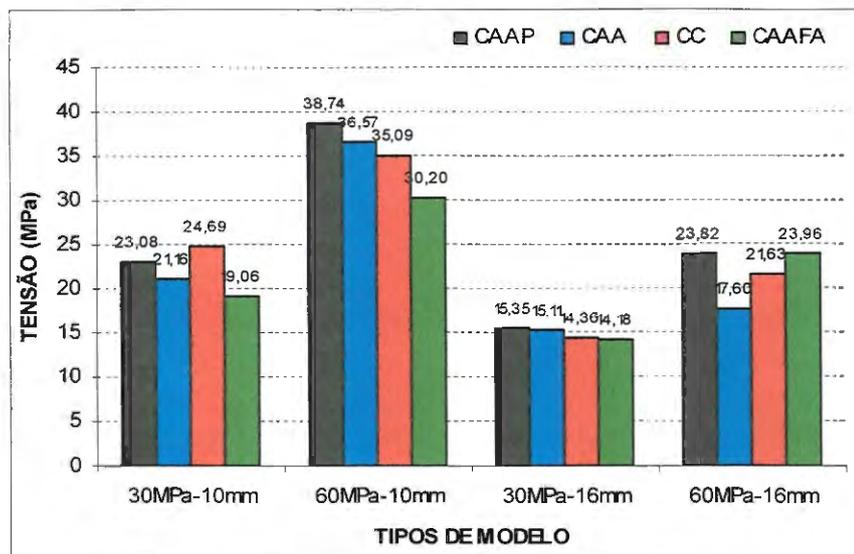


Figura 6.18 Agrupamento de ensaios monotônicos para tensão última e tipos de modelos de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.10 Análises estatística, de tensão última para modelos monotônicos

	M (MPa)	D. P.	C. V. (%)	V. P. (MPa)	B. F. (λ)
30MPa-10mm	22,00	± 2,43	11,06	24,33	0,90
60MPa-10mm	35,15	± 3,62	10,31	36,49	0,96
30MPa-16mm	14,75	± 0,57	3,87	15,83	0,93
60MPa-16mm	21,75	± 2,97	13,63	23,74	0,92

O Valor Previsto (V. P.) é tomado de um valor teórico tomado da Equação 6.1

Na Figura 6.16 e na Tabela 6.8 observa-se um aumento de força média aplicada nos modelos, uma vez que são aumentados o diâmetro da barra de aço e a resistência do concreto. Além disto, como pode ser observado na Figura 6.17 e na Tabela 6.9 o modelo que apresentou, em média, o máximo deslizamento, foi o de 60 MPa - 16 mm. O modelo com a máxima tensão, em média, foi 60 MPa - 10 mm, segundo a Figura 6.18 e a Tabela 6.10.

Isto significa dizer que, para os ensaios monotônicos, o deslizamento não é proporcional à tensão e sim à força aplicada.

6.8 Resultados de Ensaios da Aderência Sob Carregamentos Cíclicos

O comportamento histerético dos concretos estruturais armados, sob várias excitações dinâmicas depende altamente da interação entre as barras de aço e o concreto. Os ensaios apresentam o deslizamento da longitude das barras de aço embebidas no concreto, quando se aplicam diferentes tipos de carregamentos.

Nas Figuras 6.19 a 6.22, 6.25 a 6.28, 6.31 a 6.34, 6.37 a 6.40, 6.43 a 6.46, 6.49 a 6.52, 6.55 a 6.58 e 6.61 a 6.64, são apresentadas as histereses dos ensaios de cíclicos e a curva de ensaio monotônico no diagrama tensão - deslizamento para os diferentes tipos de concreto (CAAFA, CAA, CC e CAAP), resistências à compressão de concreto (30 MPa e 60 MPa) e diâmetros de barra de aço (10 mm e 16 mm), com suas possíveis combinações.

6.9 Deterioração da Tensão de Aderência

A resistência de aderência entre barras de aço e concretos vai se deteriorando gradualmente com o incremento dos ciclos. O aumento de força controlado nos ciclos apresenta uma rápida deterioração na aderência, de acordo com os resultados experimentais apresentados nas Tabelas 6.11, 6.13, 6.15, 6.17, 6.19, 6.21, 6.23 e 6.25. Uma relação entre τ_{s1} (tensão de aderência no primeiro ciclo) e τ_{sn} (tensão de aderência após n número de ciclos) foi calculada sob o controle da força de aplicação para ciclos de baixa intensidades de força, para ciclos de media intensidade de força e ciclos de alta intensidade força ou últimos como se observa nas Tabelas 6.11, 6.13, 6.15, 6.17, 6.19, 6.21, 6.23 e 6.25. A relação entre tensões de aderência (τ_{s1} / τ_{sn}), controle de força aplicada, números de ciclos e tipos de concreto são apresentados nas Figuras 6.23, 6.29, 6.35, 6.41, 6.47, 6.53, 6.59 e 6.65. A deterioração de tensão de aderência é apresentada em porcentagem nas Tabelas 6.12, 6.14, 6.16, 6.18, 6.20, 6.22, 6.24 e 6.26 e nas Figuras 6.24, 6.30, 6.36, 6.42, 6.48, 6.54, 6.60 e 6.66.

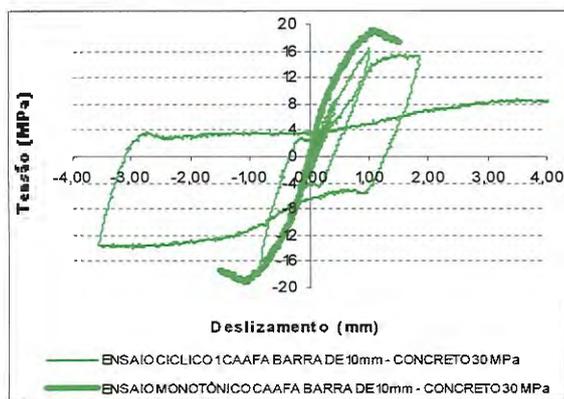


Figura 6.19 CAAFA C1 30 MPa-10 mm

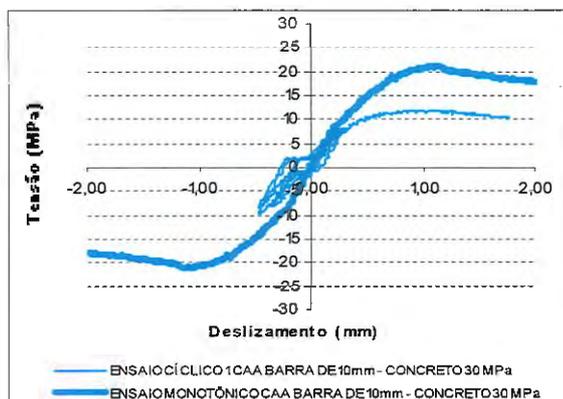


Figura 6.20 CAA C1 30 MPa-10 mm

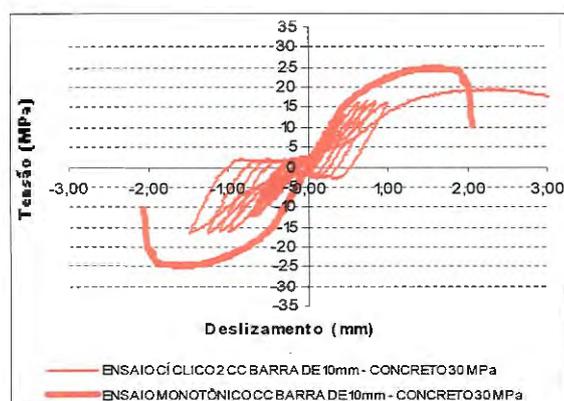


Figura 6.21 CC C1 30 MPa-10 mm

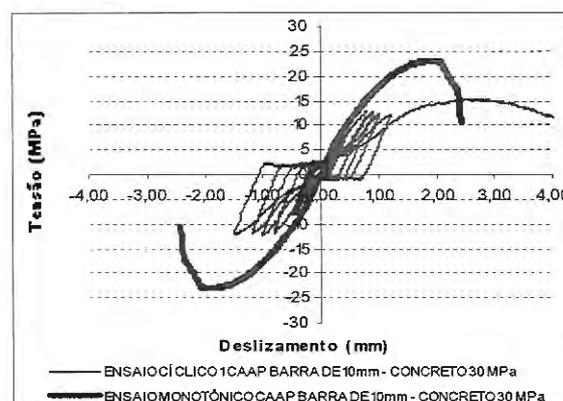


Figura 6.22 CAAP C1 30 MPa-10 mm

Tabela 6.11 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAAFA C1 30MPa-10mm	10	4	0,48		
	20	6			0,24
CAA C1 30MPa-10mm	10	4			0,68
CC C1 30MPa-10mm	15	5	0,66		
	20	4		0,51	
	24	4			0,42
CAAP C1 30MPa-10mm	15	4	0,64		
	18	4			0,53

Tabela 6.12 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm

TIPO DE CICLOS	CAAFA C1 30MPa-10mm	CAA C1 30MPa-10mm	CC C1 30MPa-10mm	CAAP C1 30MPa-10mm
BAIXOS	52%	32%	34%	36%
MÉDIOS	24%	18%	15%	11%
ALTOS			9%	
TOTAL	76%	50%	58%	47%

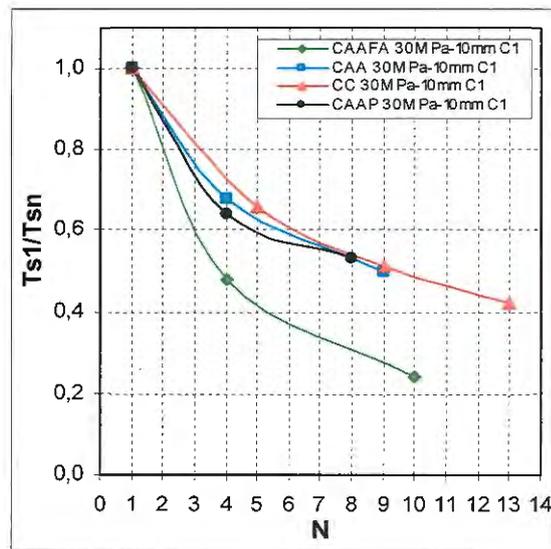


Figura 6.23 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm

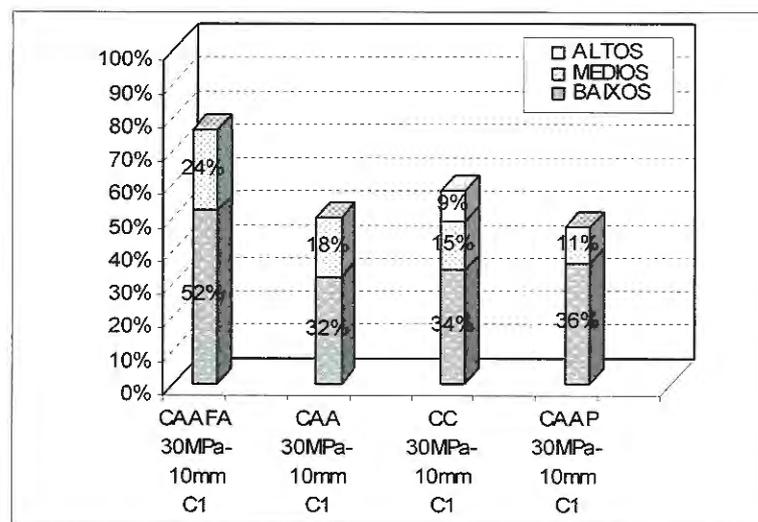


Figura 6.24 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-10 mm

Resultados dos ensaios: a relação entre tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C1 30 MPa-10 mm, CAA C1 30 MPa-10 mm, CC C1 30 MPa-10 mm e CAAP C1 30 MPa-10 mm, são mostrados nas Figuras 6.19 à 6.22, respectivamente, onde o controle de força varia entre 10 kN a 20 kN, para um número, em média, de 9 ciclos. Segundo a Tabela 6.11, a deterioração da aderência para a relação $Ts1/Tsn$, em média, foi de 39% nos primeiros ciclos baixos como se observa na Tabela 6.12 e Figuras 6.23 e 6.24.

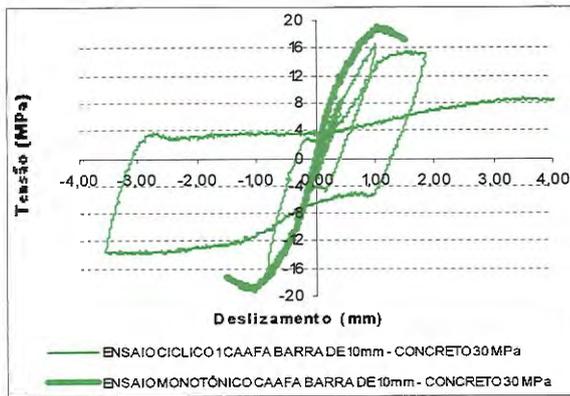


Figura 6.25 CAAFA C2 30 MPa-10 mm

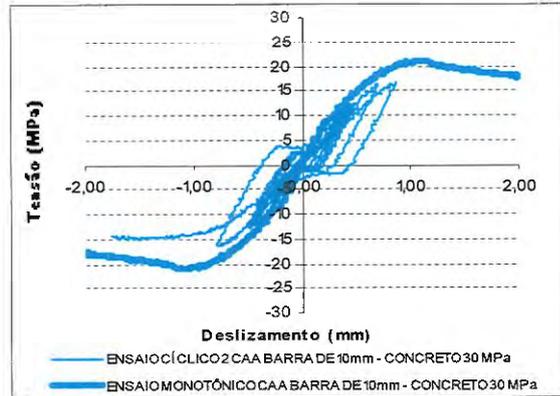


Figura 6.26 CAA C2 30 MPa-10 mm

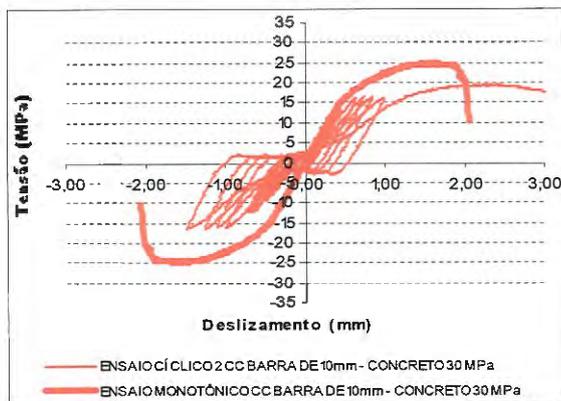


Figura 6.27 CC C2 30 MPa-10 mm

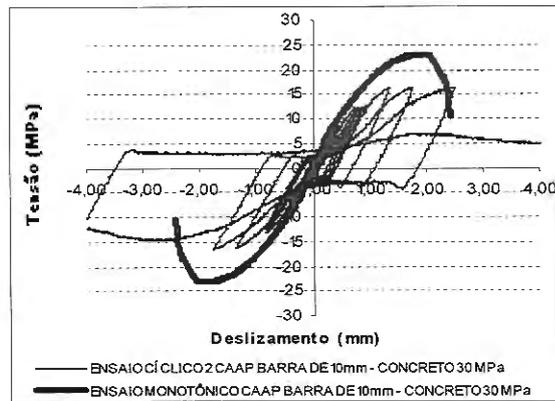


Figura 6.28 CAAP C2 30 MPa-10 mm

Tabela 6.13 Razões de T_{s1} a T_{sn} sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-10 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAAFA C2 30MPa-10mm	10	4	0,48		
	20	6			0,24
CAA C2 30MPa-10mm	15	4	0,67		
	20	5			0,50
CC C2 30MPa-10mm	15	5	0,66		
	20	4		0,51	
	24	4			0,42
CAAP C2 30MPa-10mm	15	5	0,62		
	20	6			0,46

Tabela 6.14 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) 30 C2 MPa-10 mm

TIPO DE CICLOS	CAAFA C2 30MPa-10mm	CAA C2 30MPa-10mm	CC C2 30MPa-10mm	CAAP C2 30MPa-10mm
BAIXOS	52%	33%	34%	38%
MÉDIOS	24%	17%	15%	16%
ALTOS			9%	
TOTAL	76%	50%	58%	54%

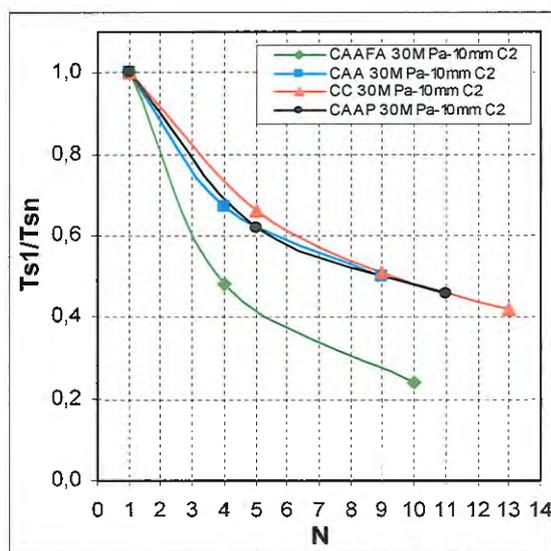


Figura 6.29 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-10 mm

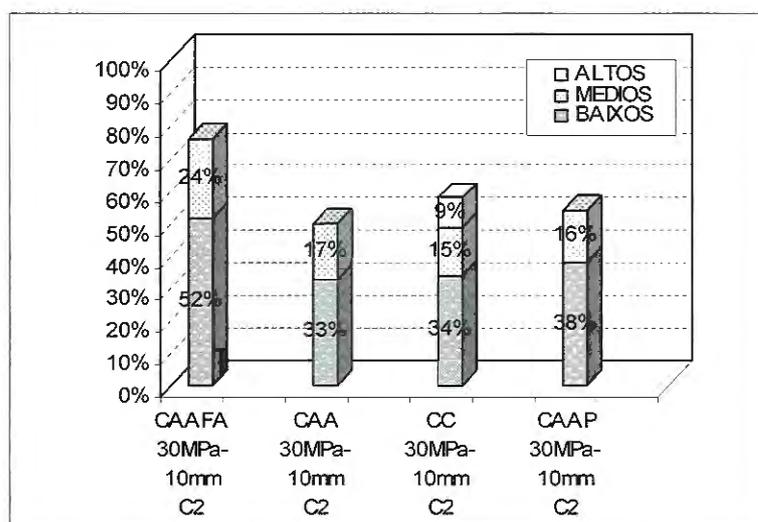


Figura 6.30 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-10 mm

Resultados dos ensaios: a relação de tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C2 30 MPa-10 mm, CAA 30 C2 MPa-10 mm, CC C2 30 MPa-10 mm e CAAP C2 30 MPa-10 mm, mostrados nas Figuras 6.25 à 6.28 respectivamente, onde o controle de força varia entre 10 kN a 20 kN para um número de ciclos em média de 11, segundo a Tabela 6.13, a deterioração da aderência para a relação $Ts1/Tsn$ em média foi do 39% em os primeiros ciclos baixos como se observa na Tabela 6.14 e Figuras 6.29 e 6.30.

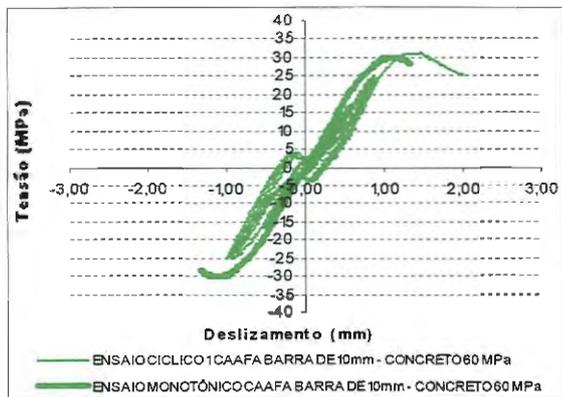


Figura 6.31 CAAFA C1 60 MPa-10 mm

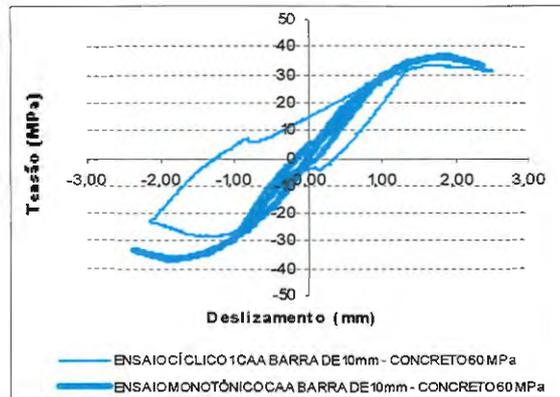


Figura 6.32 CAA C1 60 MPa-10 mm

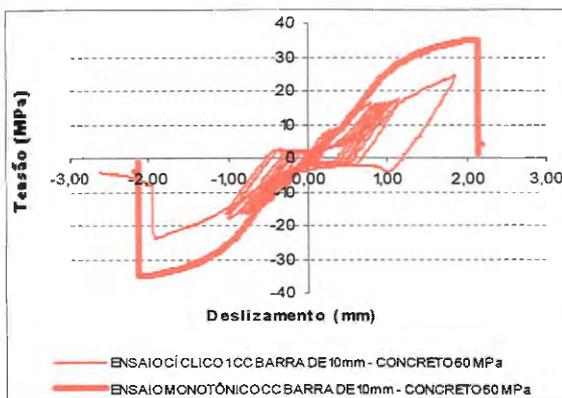


Figura 6.33 CC C1 60 MPa-10 mm

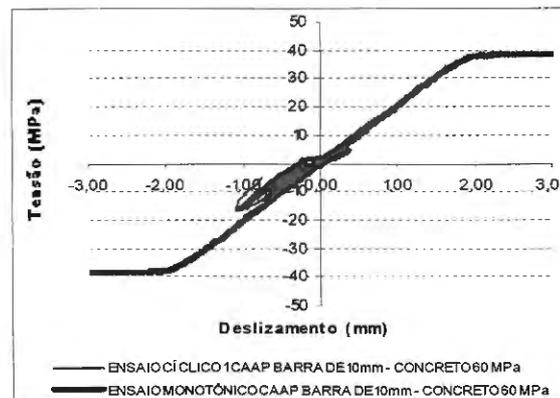


Figura 6.34 CAAP C1 60 MPa-10 mm

Tabela 6.15 Razões de T_{s1} a T_{sn} sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-10 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAAFA C1 60MPa-10mm	20	5	0,51		
	30	3		0,35	
	30	4			0,27
CAA C1 60MPa-10mm	20	4	0,49		
	30	4		0,33	
	40	5			0,24
CC C1 60MPa-10mm	20	4	0,50		
	30	6		0,33	
CAAP C1 60MPa-10mm	20	5	0,62		
	20	6		0,46	

Tabela 6.16 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-10 mm

TIPO DE CICLOS	CAAFA C1 60MPa-10mm	CAA C1 60MPa-10mm	CC C1 60MPa-10mm	CAAP C1 60MPa-10mm
BAIXOS	49%	51%	50%	38%
MÉDIOS	16%	16%	17%	16%
ALTOS	8%	9%		
TOTAL	73%	76%	67%	54%

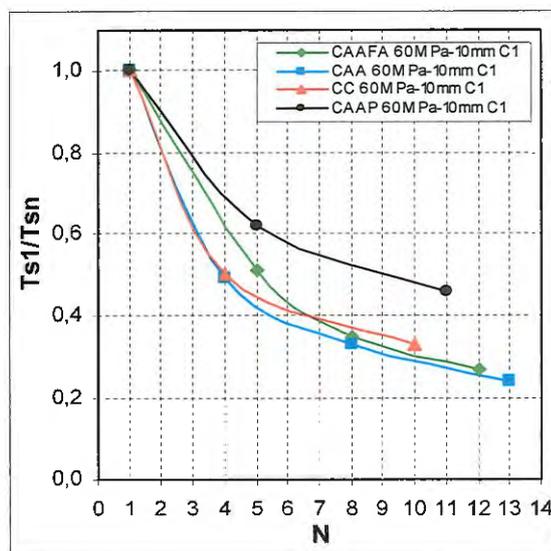


Figura 6.35 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-10 mm

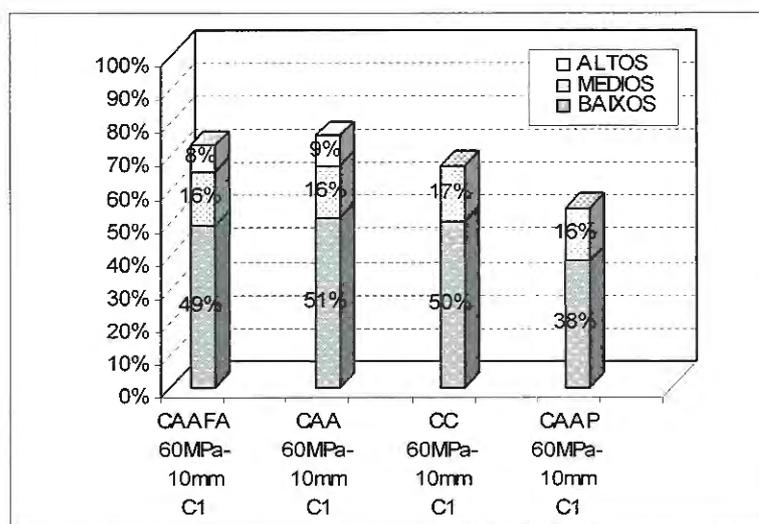


Figura 6.36 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-10 mm

Resultados dos ensaios: a relação de tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C1 60 MPa-10 mm, CAA C1 60 MPa-10 mm, CC C1 60 MPa-10 mm e CAAP C1 60 MPa-10 mm, mostrados nas Figuras 6.31 à 6.34 respectivamente, onde o controle de força varia entre 20 kN a 40 kN para um número, em média, de 12 ciclos, segundo a Tabela 6.15, a deterioração da aderência para a relação $Ts1/Tsn$ em média foi do 47% em os primeiros ciclos baixos como se observa na Tabela 6.16 e Figuras 6.35 e 6.36.

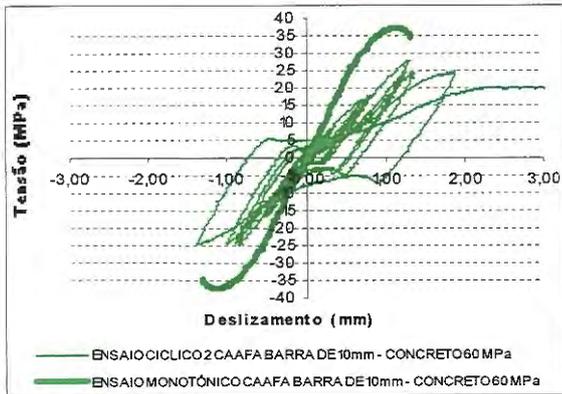


Figura 6.37 CAAFA C2 60 MPa-10 mm

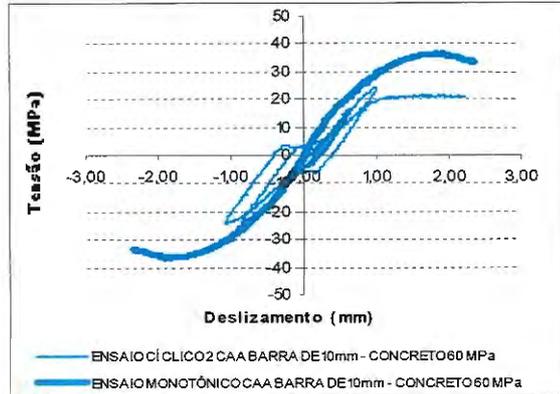


Figura 6.38 CAA C2 60 MPa-10 mm

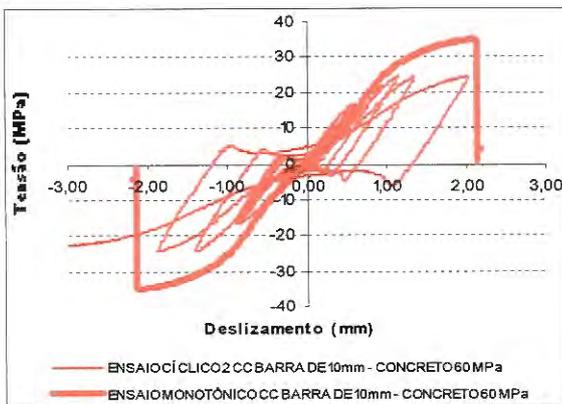


Figura 6.39 CC C2 60 MPa-10 mm

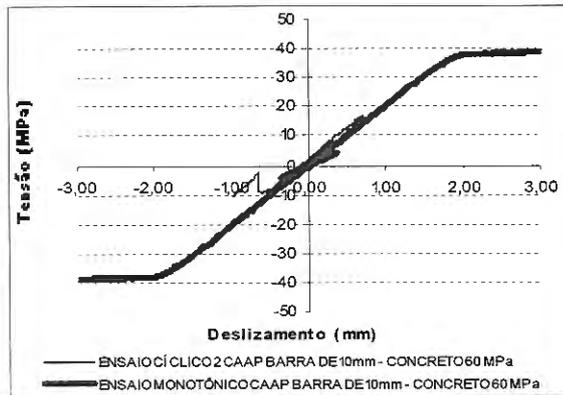


Figura 6.40 CAAP C2 60 MPa-10 mm

Tabela 6.17 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-10 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAAFA C2 60MPa-10mm	20	4	0,49		
	30	4		0,29	
	30	3			0,34
CAA C2 30MPa-10mm	20	4	0,50		
	30	5			0,33
	30	4			
CC C2 60MPa-10mm	20	4	0,73		
	30	4		0,48	
	20	4	0,50		

Tabela 6.18 Percentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-10 mm

TIPO DE CICLOS	CAAFA C2 60MPa-10mm	CAA C2 60MPa-10mm	CC C2 60MPa-10mm	CAAP C2 60MPa-10mm
BAIXOS	51%	50%	27%	50%
MÉDIOS	20%	17%	25%	
ALTOS				
TOTAL	71%	67%	52%	50%

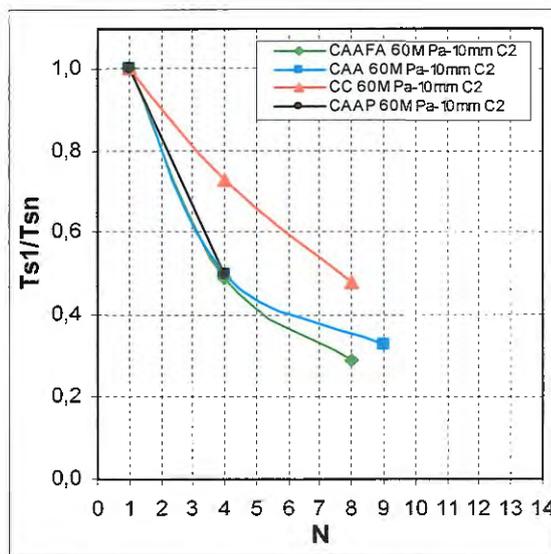


Figura 6.41 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-10 mm

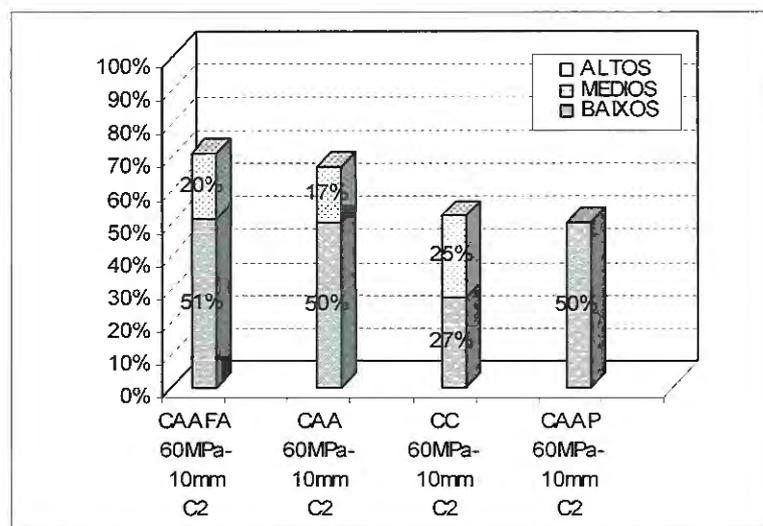


Figura 6.42 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-10 mm

Resultados dos ensaios: a relação de tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C2 60 MPa-10 mm, CAA C2 60 MPa-10 mm, CC C2 60 MPa-10 mm e CAAP C2 60 MPa-10 mm, mostrados nas Figuras 6.37 à 6.40 respectivamente, onde o controle de força varia entre 20 kN a 30 kN para um número de ciclos em média de 8 ciclos, segundo a Tabela 6.17, a deterioração da aderência para a relação T_{s1}/T_{sn} em média foi do 46% em os primeiros ciclos baixos como se observa na Tabela 6.18 e Figuras 6.41 e 6.42.

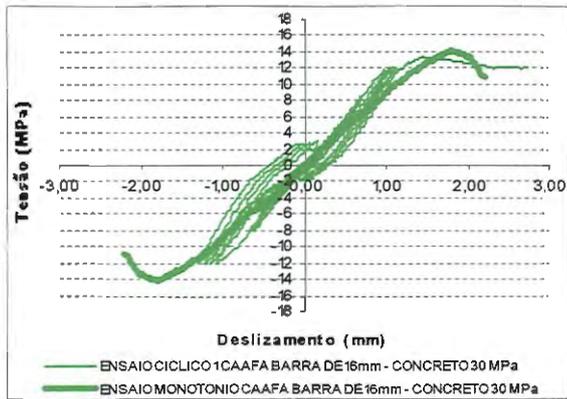


Figura 6.43 CAafa C1 30 MPa-16 mm

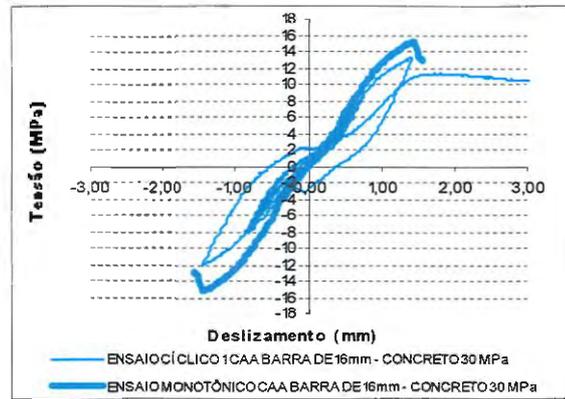


Figura 6.44 CAA C1 30 MPa-16 mm

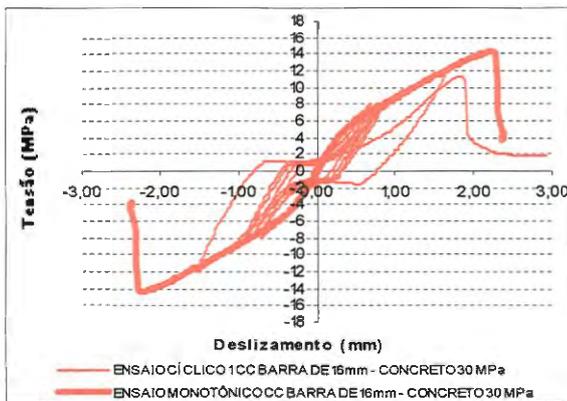


Figura 6.45 CC C1 30 MPa-16 mm

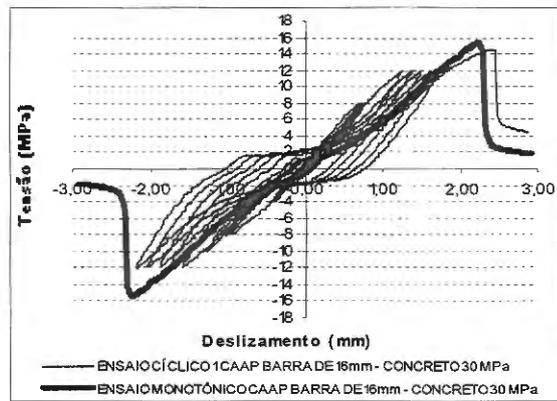


Figura 6.46 CAAP C1 30 MPa-16 mm

Tabela 6.19 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAafa-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-16 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAafa C1 30MPa-16mm	40	4	0,51		
	60	4		0,35	
	60	4			0,31
CAA C1 30MPa-16mm	40	4	0,50		
	60	4			0,30
CC C1 30MPa-16mm	40	4	0,52		
	60	4			0,34
CAAP C1 30MPa-16mm	40	5	0,51		
	60	10		0,34	
	73	15			0,28

Tabela 6.20 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAafa-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-16 mm

TIPO DE CICLOS	CAafa C1 30MPa-16mm	CAA C1 30MPa-16mm	CC C1 30MPa-16mm	CAAP C1 30MPa-16mm
BAIXOS	49%	50%	48%	49%
MÉDIOS	16%	20%	18%	17%
ALTOS	4%			6%
TOTAL	69%	70%	66%	72%

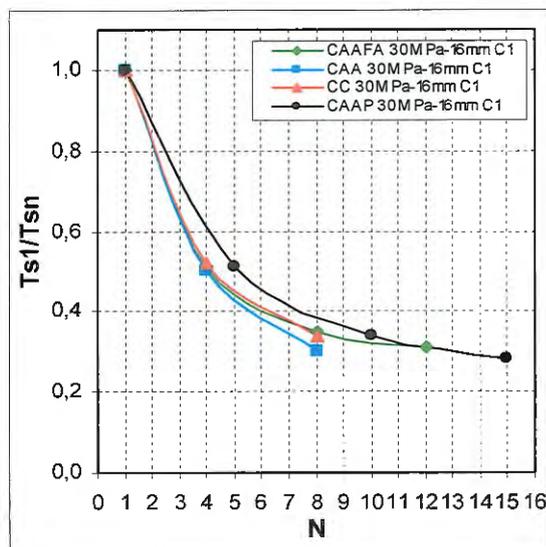


Figura 6.47 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-16 mm

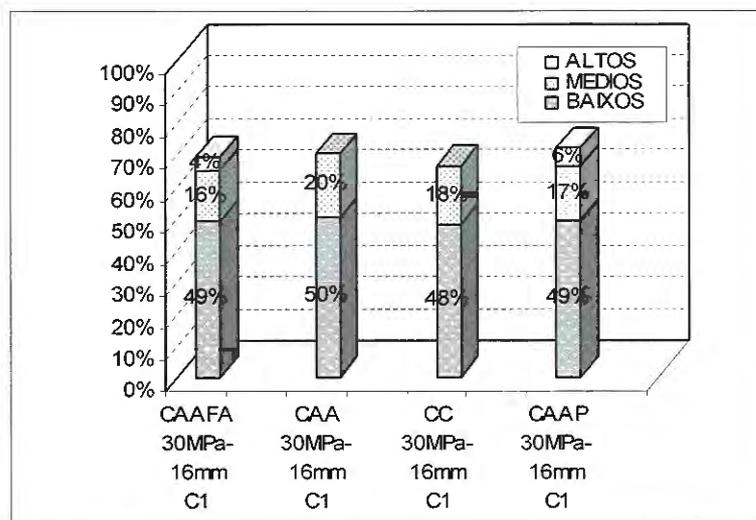


Figura 6.48 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 30 MPa-16 mm

Resultados dos ensaios: a relação de tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C1 30 MPa-16 mm, CAA C1 30 MPa-16 mm, CC C1 30 MPa-16 mm e CAAP C1 30 MPa-16 mm, mostrados nas Figuras 6.43 à 6.46 respectivamente, onde o controle de força varia entre 40 kN a 60 kN para um número de ciclos em média de 14 ciclos, segundo a Tabela 6.19, a deterioração da aderência para a relação $Ts1/Tsn$ em média foi do 49% em os primeiros ciclos baixos como se observa na Tabela 6.20 e nas Figuras 6.47 e 6.48.

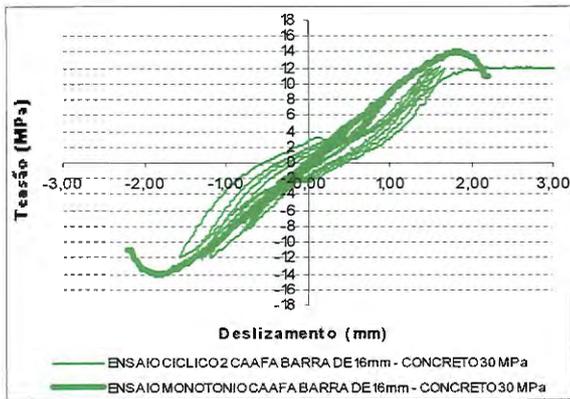


Figura 6.49 CAAFA C2 30 MPa-16 mm

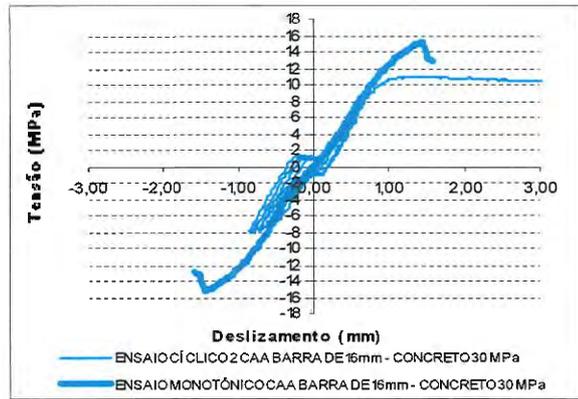


Figura 6.50 CAA C2 30 MPa-16 mm

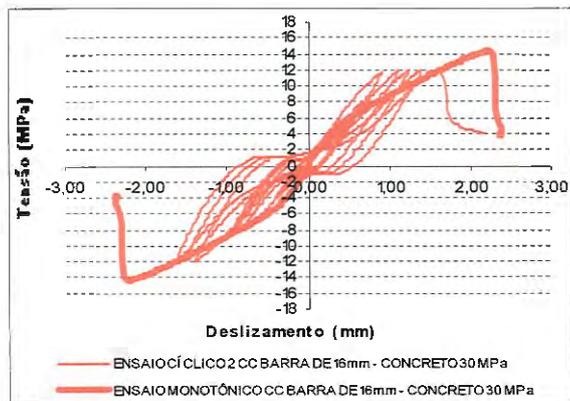


Figura 6.51 CC C2 30 MPa-16 mm

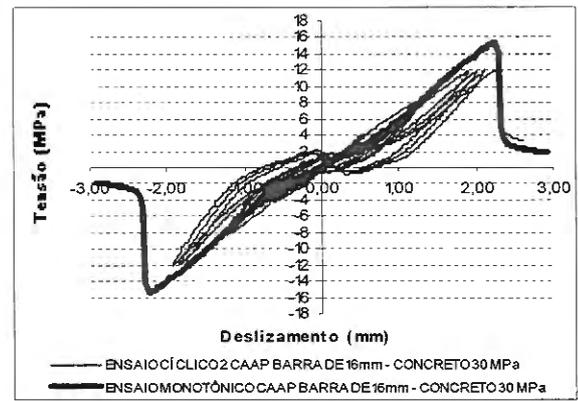


Figura 6.52 CAAP C2 30 MPa-16 mm

Tabela 6.21 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-16 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAAFA C2 30MPa-16mm	40	4	0,50		
	40	4		0,34	
	60	4			0,33
CAA C2 30MPa-16mm	40	4	0,50		
	40	4			0,36
	60	5	0,50		
CC C2 30MPa-16mm	40	5	0,50		
	60	3		0,34	
	60	2			0,33
CAAP C2 30MPa-16mm	20	5			
	40	7	0,51		
	60	7			0,34

Tabela 6.22 Percentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-16 mm

TIPO DE CICLOS	CAAFA C2 30MPa-16mm	CAA C2 30MPa-16mm	CC C2 30MPa-16mm	CAAP C2 30MPa-16mm
BAIXOS	50%	50%	50%	49%
MÉDIOS	17%	14%	17%	17%
ALTOS				
TOTAL	67%	64%	67%	66%

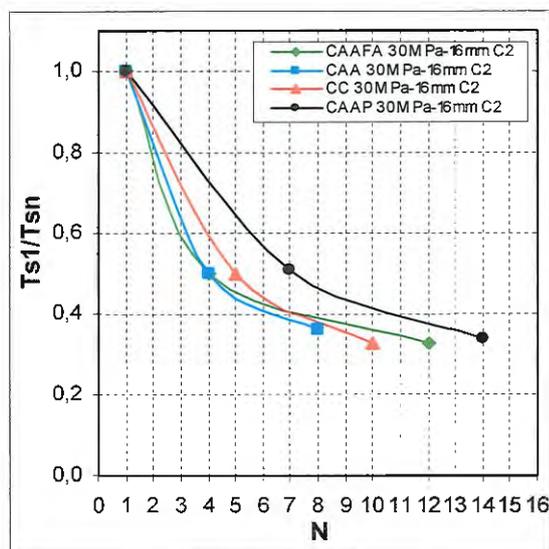


Figura 6.53 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-16 mm

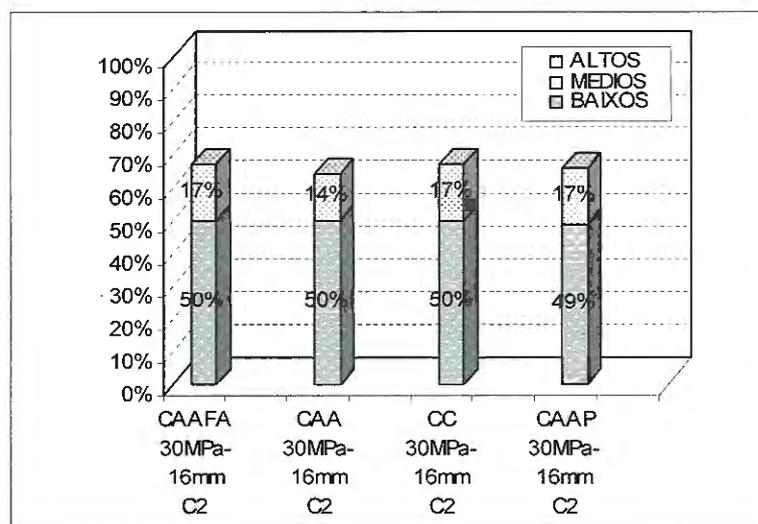


Figura 6.54 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 30 MPa-16 mm

Resultados dos ensaios: a relação de tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C2 30 MPa-16 mm, CAA C2 30 MPa-16 mm, CC C2 30 MPa-16 mm e CAAP C2 30 MPa-16 mm, mostrados nas Figuras 6.49 à 6.52 respectivamente, onde o controle de força varia entre 40 kN a 60 kN para um número de ciclos em média de 12 ciclos, segundo a Tabela 6.21, o deteriorou da aderência para a relação $Ts1/Tsn$ em média foi do 50% em os primeiros ciclos baixos como se observa na Tabela 6.22 e Figuras 6.53 e 6.54.

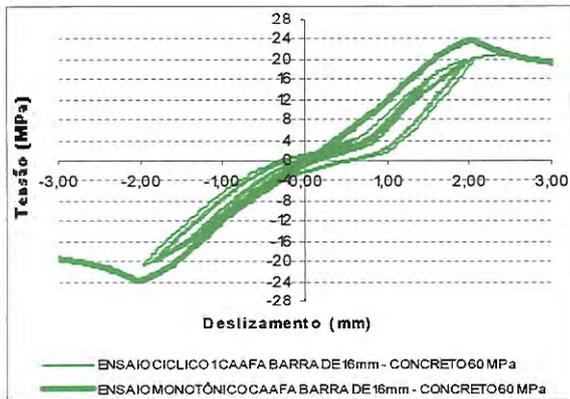


Figura 6.55 CAAFA C1 60 MPa-16 mm

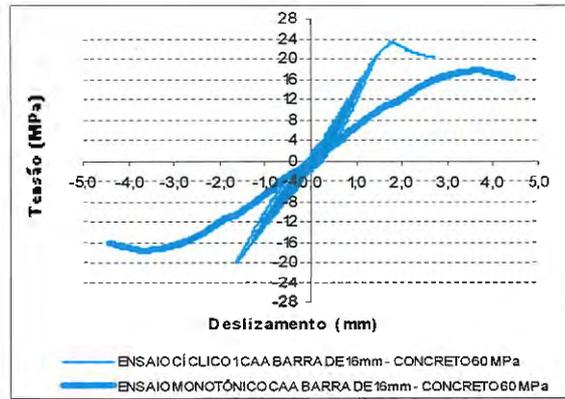


Figura 6.56 CAA C1 60 MPa-16 mm

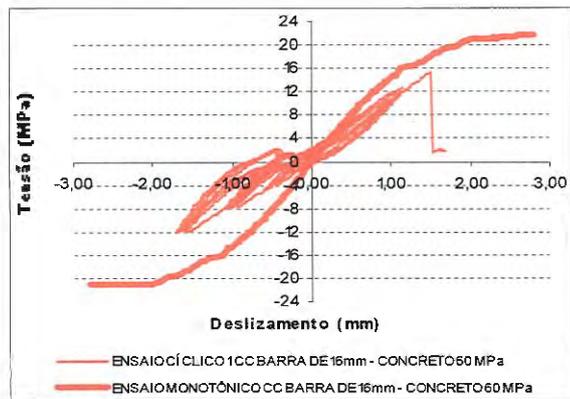


Figura 6.57 CC C1 60 MPa-16 mm

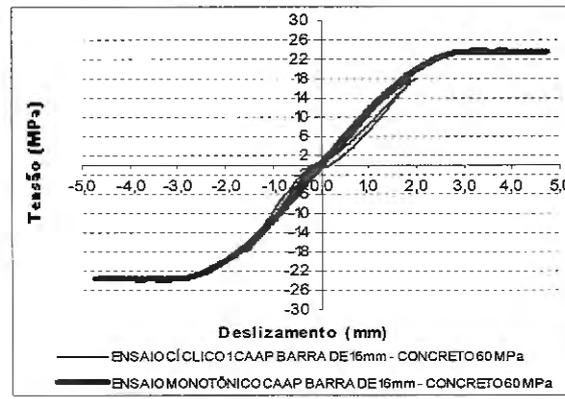


Figura 6.58 CAAP C1 60 MPa-16 mm

Tabela 6.23 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-16 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAAFA C1 60MPa-16mm	40	4	0,49		
	60	5		0,32	
	100	6			0,19
CAA C1 60MPa-16mm	40	4	0,51		
	60	4		0,34	
	110	9			0,17
CC C1 60MPa-16mm	40	4	0,51		
	60	4		0,34	
	70	4			0,26
CAAP C1 60MPa-16mm	20	5	0,50		
	40	5		0,34	

Tabela 6.24 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-16 mm

TIPO DE CICLOS	CAAFA C1 60MPa-16mm	CAA C1 60MPa-16mm	CC C1 60MPa-16mm	CAAP C1 60MPa-16mm
BAIXOS	51%	49%	49%	50%
MÉDIOS	17%	17%	17%	16%
ALTOS	13%	17%	8%	
TOTAL	81%	83%	74%	66%

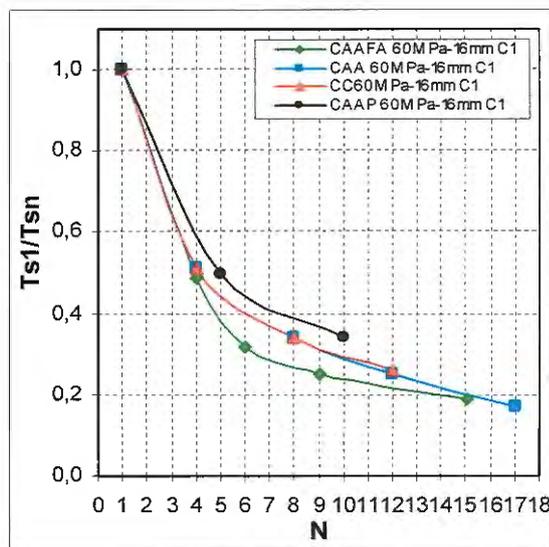


Figura 6.59 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-16 mm

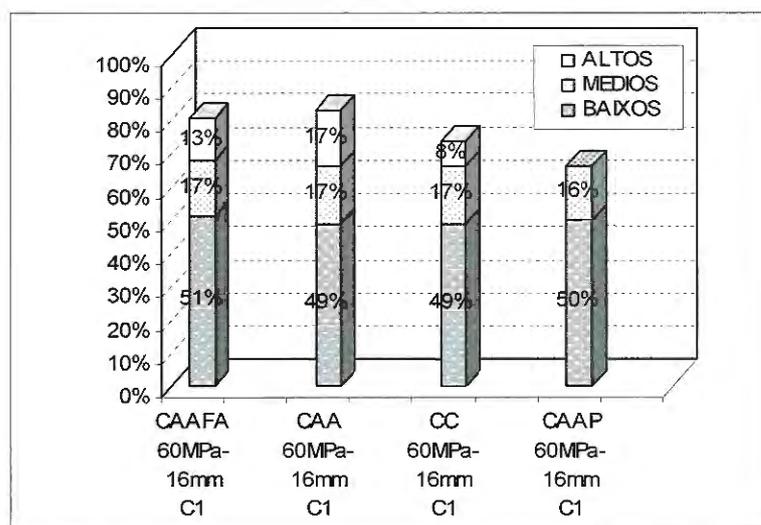


Figura 6.60 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C1 60 MPa-16 mm

Resultados dos ensaios: a relação de tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C1 60 MPa-16 mm, CAA C1 60 MPa-16 mm, CC C1 60 MPa-16 mm e CAAP C1 30 MPa-16 mm, mostrados nas Figuras 6.55 à 6.58, respectivamente, onde o controle de força varia entre 40 kN a 100 kN, para um número, em média, de 14 ciclos, segundo a Tabela 6.23, a deterioração da aderência para a relação $Ts1/Tsn$ em média foi do 50% nos primeiros ciclos baixos como se observa na Tabela 6.24 e Figuras 6.59 e 6.60.

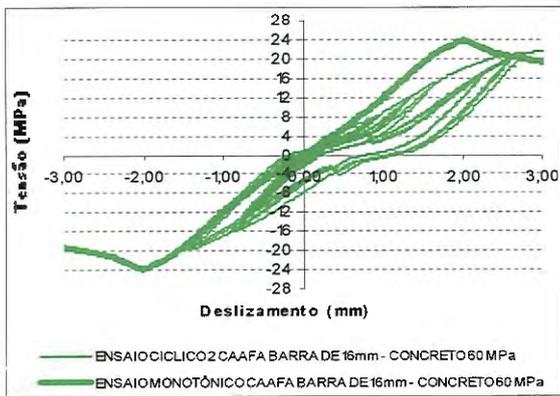


Figura 6.61 CAAFA C2 60 MPa-16 mm

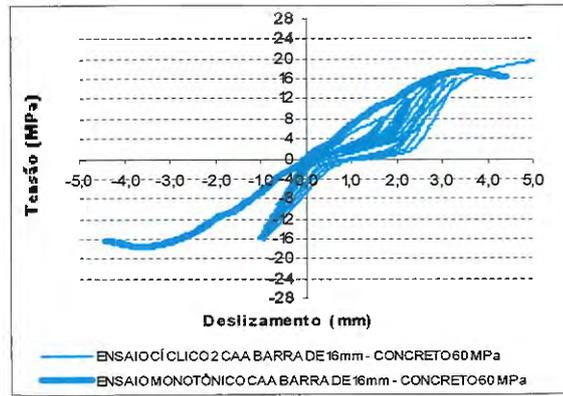


Figura 6.62 CAA C2 60 MPa-16 mm

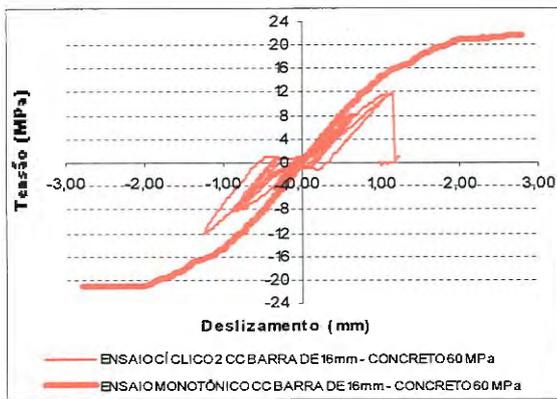


Figura 6.63 CC C2 60 MPa-16 mm

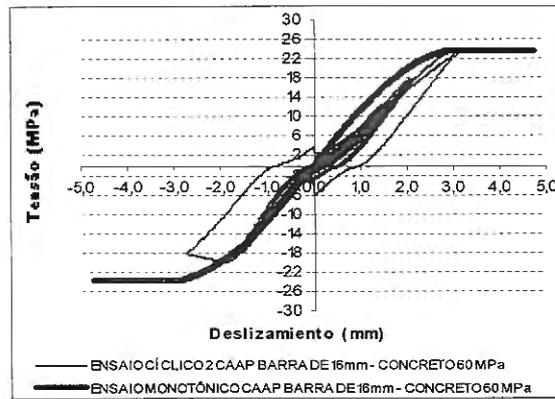


Figura 6.64 CAAP C2 60 MPa-16 mm

Tabela 6.25 Razões de Ts1 a Tsn sob carregamentos cíclicos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-16 mm

TIPOS DE CONCRETOS	F (kN)	Número De Ciclos	Ts1/Tsn		
			Ciclos baixos	Ciclos médios	Ciclos altos ou últimos
CAAFA C2 60MPa-16mm	40	4	0,52		
	60	3		0,34	
	100	9			0,19
CAA C2 60MPa-16mm	40	4	0,50		
	60	4		0,34	
	100	8			0,20
CC C2 60MPa-16mm	40	4	0,51		
	60	5		0,35	
CAAP C2 60MPa-16mm	60	4	0,52		
	90	4		0,35	
	120	4			0,26

Tabela 6.26 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa- 16 mm

TIPO DE CICLOS	CAAFA C2 60MPa-16mm	CAA C2 60MPa-16mm	CC C2 60MPa-16mm	CAAP C2 60MPa-16mm
BAIXOS	48%	50%	49%	48%
MÉDIOS	18%	16%	16%	17%
ALTOS	15%	14%		9%
TOTAL	81%	80%	65%	74%

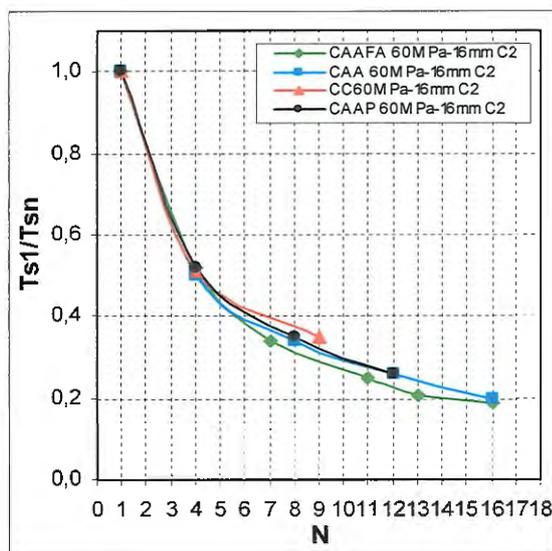


Figura 6.65 Relações entre a deterioração e o número de ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-16 mm

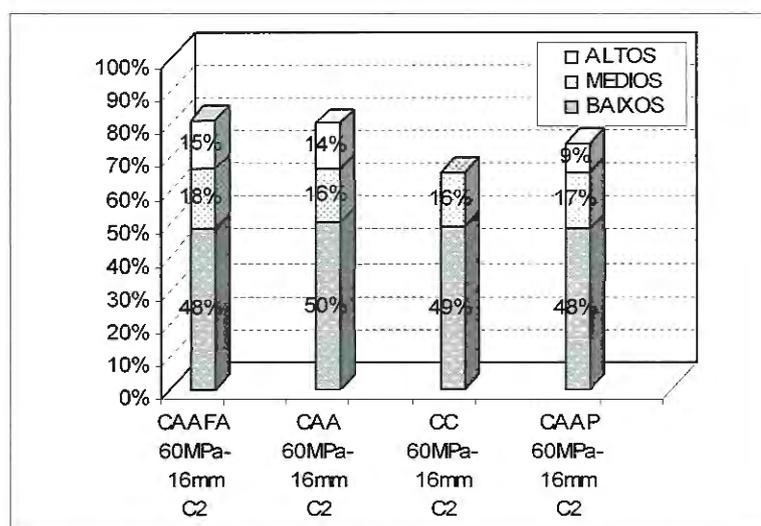


Figura 6.66 Porcentagens de deterioração por ciclos para concretos (CAAFA-CAA-CC-CAAP) C2 60 MPa-16 mm

Resultados dos ensaios: a relação de tensão de aderência e deslizamento para os modelos CAAFA C2 60 MPa-16 mm, CAA C2 60 MPa-16 mm, CC C2 60 MPa-16 mm e CAAP C2 30 MPa-16 mm, são mostrados nas Figuras 6.61 à 6.64 respectivamente, onde o controle de força varia entre 40 kN a 120 kN, para um número, em média, de 13 ciclos. Segundo a Tabela 6.25, a deterioração da aderência para a relação Ts_1/T_{sn} em média foi do 50% em os primeiros ciclos baixos, como se observa na Tabela 6.26 e Figuras 6.65 e 6.66.

6.10 Comparações de Resultados de Ensaios de Aderência Sob Carregamentos

Cíclicos

6.10.1 Cíclicos 1

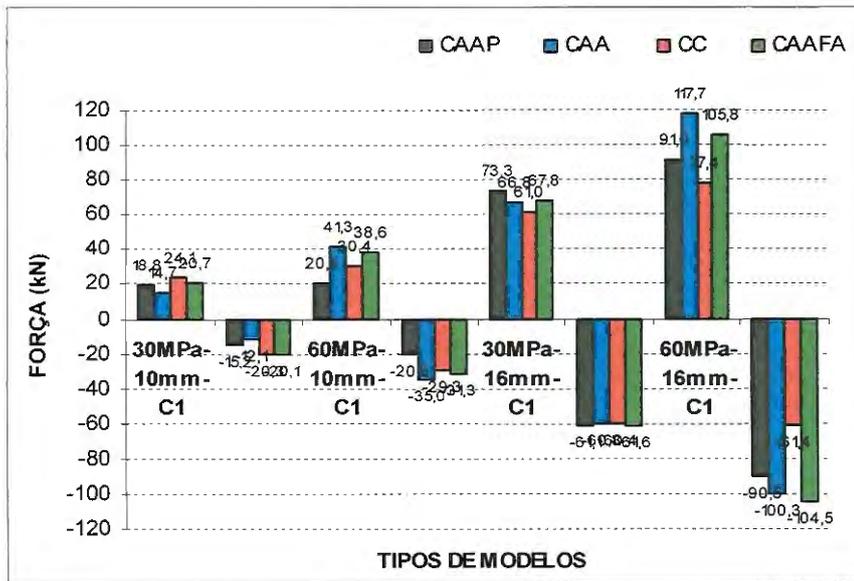


Figura 6.67 Agrupamento de ensaios cíclico 1 por força última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.27 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 1 por força última

		30MPa-10mm-C1	60MPa-10mm-C1	30MPa-16mm-C1	60MPa-16mm-C1
TRAÇÃO	MEDIA (kN)	19,59	32,68	67,22	97,97
	D. P.	± 3,39	± 8,15	± 4,37	± 15,18
	C. V. (%)	17,28	24,94	6,51	15,49
	V. P. (kN)	30,00	45,00	80,00	120,00
	λ	0,65	0,73	0,84	0,82
COMPRESSÃO	MEDIA (kN)	16,94	29,05	60,98	89,16
	D. P.	± 3,45	± 5,29	± 0,42	± 16,79
	C. V. (%)	20,39	18,22	0,68	18,84
	V. P. (kN)	30,00	45,00	80,00	120,00
	λ	0,56	0,65	0,76	0,74

O Valor Previsto (V. P.) é tomado do valor esperado com respeito ao diâmetro da barra de aço e à resistência do concreto de acordo com os ensaios monotônicos.

Na Figura 6.67 e na Tabela 6.27 observa-se um aumento de força média aplicada nos modelos, tanto a tração como a compressão, uma vez que se aumenta o diâmetro da barra de aço e a resistência do concreto, como foi observado nos ensaios monotônicos.

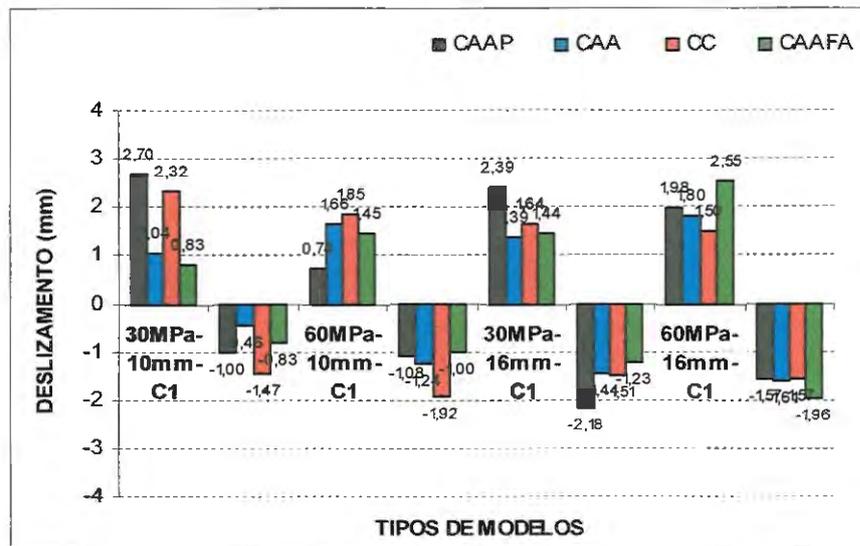


Figura 6.68 Agrupamento de ensaios cíclico 1 por deslizamento último e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.28 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 1 por deslizamento último

		30MPa-10mm-C1	60MPa-10mm-C1	30MPa-16mm-C1	60MPa-16mm-C1
TRAÇÃO	MEDIA (mm)	1,72	1,43	1,72	1,95
	D. P.	± 0,80	± 0,42	± 0,40	± 0,38
	C. V. (%)	46,67	29,36	23,39	19,53
	V. P. (mm)	1,50	2,20	2,50	3,00
	λ	1,15	0,65	0,69	0,65
COMPRESSÃO	MEDIA (mm)	0,94	1,31	1,59	1,68
	D. P.	± 0,36	± 0,36	± 0,36	± 0,16
	C. V. (%)	38,74	27,66	22,49	9,71
	V. P. (mm)	1,15	2,20	2,50	3,00
	λ	0,63	0,66	0,64	0,56

O Valor Previsto (V. P.) é tomado do valor esperado com respeito ao diâmetro da barra de aço e à resistência do concreto de acordo com os ensaios monotônicos.

Através da Figura 6.68 e da Tabela 6.28 observa-se que o modelo que apresentou, em média, o deslizamento último tanto em tração como à compressão foi o de 60 MPa - 16 mm, semelhante ao modelo monotônico.

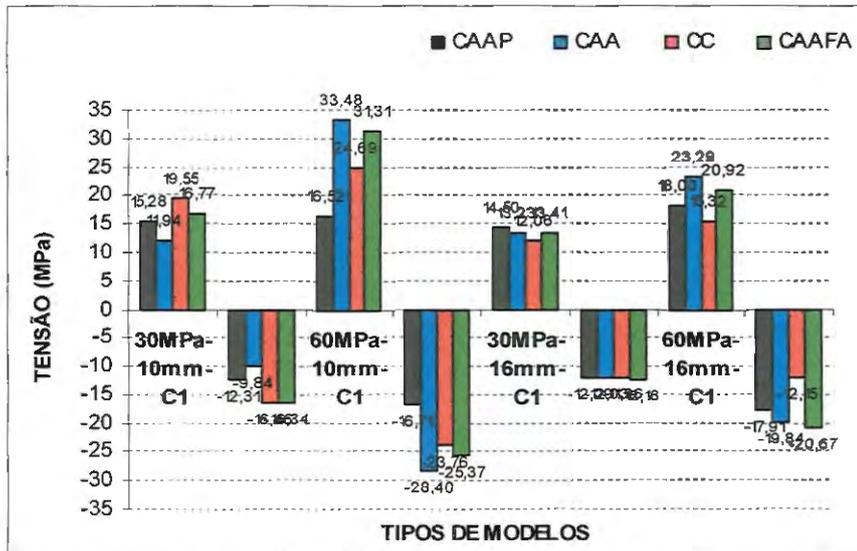


Figura 6.69 Agrupamento de ensaios cíclico 1 por tensão última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.29 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 1 por tensão última

		30MPa-10mm-C1	60MPa-10mm-C1	30MPa-16mm-C1	60MPa-16mm-C1
TRAÇÃO	MEDIA (MPa)	15,89	26,50	13,30	19,38
	D. P.	± 2,75	± 6,61	± 0,87	± 3,00
	C. V. (%)	17,28	24,94	6,51	15,49
	V. P. (MPa)	24,33	36,49	15,83	23,74
	λ	0,65	0,73	0,84	0,82
COMPRESSÃO	MEDIA (MPa)	13,74	23,56	12,07	17,64
	D. P.	± 2,80	± 4,29	± 0,08	± 3,32
	C. V. (%)	20,39	18,22	0,68	18,84
	V. P. (MPa)	24,33	36,49	15,83	23,74
	λ	0,56	0,65	0,76	0,74

O Valor Previsto (V. P.) é tomado de um valor teórico tomado da Equação 6.1

O modelo com a máxima tensão, tanto à tração como à compressão, em média, foi 60 MPa - 10 mm, o mesmo que os ensaios monotônicos, segundo a Figura 6.69 e a Tabela 6.29.

6.10.2 Cíclicos 2

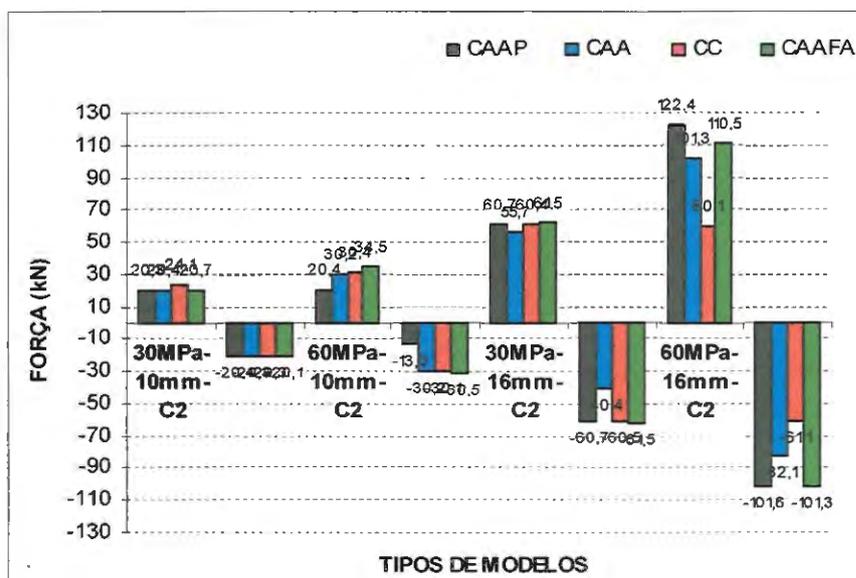


Figura 6.70 Agrupamento de ensaios cíclicos 2 por força última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.30 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 2 por força última

		30MPa- 10mm-C2	60MPa- 10mm-C2	30MPa- 16mm-C2	60MPa- 16mm-C2
TRAÇÃO	MEDIA (kN)	21,36	28,90	59,57	98,58
	D. P.	± 1,59	± 5,17	± 2,27	± 23,42
	C. V. (%)	7,45	17,88	3,81	23,76
	V. P. (kN)	30,00	45,00	80,00	120,00
	λ	0,71	0,64	0,74	0,82
COMPRESSÃO	MEDIA (kN)	20,28	25,98	55,78	86,53
	D. P.	± 0,08	± 7,47	± 8,86	± 16,66
	C. V. (%)	0,41	28,75	15,89	19,25
	V. P. (kN)	30,00	45,00	80,00	120,00
	λ	0,68	0,58	0,70	0,72

O Valor Previsto (V.P.) é tomado do valor esperado com respeito ao diâmetro da barra de aço e à resistência do concreto de acordo com os ensaios monotônicos.

Na Figura 6.70 e na Tabela 6.30 observa-se um aumento de força média aplicada nos modelos, tanto à tração como à compressão, uma vez que se aumenta o diâmetro da barra de aço e a resistência do concreto, como se observou nos ensaios monotônicos e em os ensaios cíclicos 1.

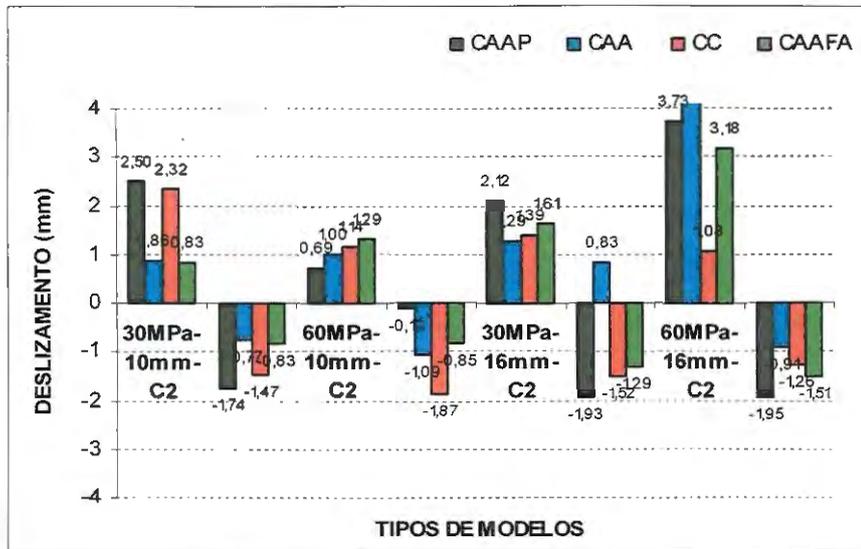


Figura 6.71 Agrupamento de ensaios cíclicos 2 por deslizamento último e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.31 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 2 por deslizamento último

		30MPa-10mm-C2	60MPa-10mm-C2	30MPa-16mm-C2	60MPa-16mm-C2
TRAÇÃO	MEDIA (mm)	1,63	1,03	1,60	3,53
	D. P.	± 0,79	± 0,22	± 0,32	± 1,79
	C. V. (%)	48,32	21,41	19,96	50,85
	V. P. (mm)	1,50	2,20	2,50	3,00
	λ	1,08	0,47	0,64	1,18
COMPRESSÃO	MEDIA (mm)	1,20	0,98	0,98	1,41
	D. P.	± 0,42	± 0,63	± 1,07	± 0,38
	C. V. (%)	34,54	64,55	109,09	26,95
	V. P. (mm)	1,50	2,20	2,50	3,00
	λ	0,80	0,44	0,39	0,47

O Valor Previsto (V. P.) é tomado do valor esperado com respeito ao diâmetro da barra de aço e à resistência do concreto de acordo com os ensaios monotônicos.

A Figura 6.71 e a Tabela 6.31 permitem observar que o modelo que apresentou, em média, o deslizamento último, tanto em tração quanto à compressão, foi o de 60 MPa - 16 mm, como no modelo monotônico e nos ensaios cíclicos 1.

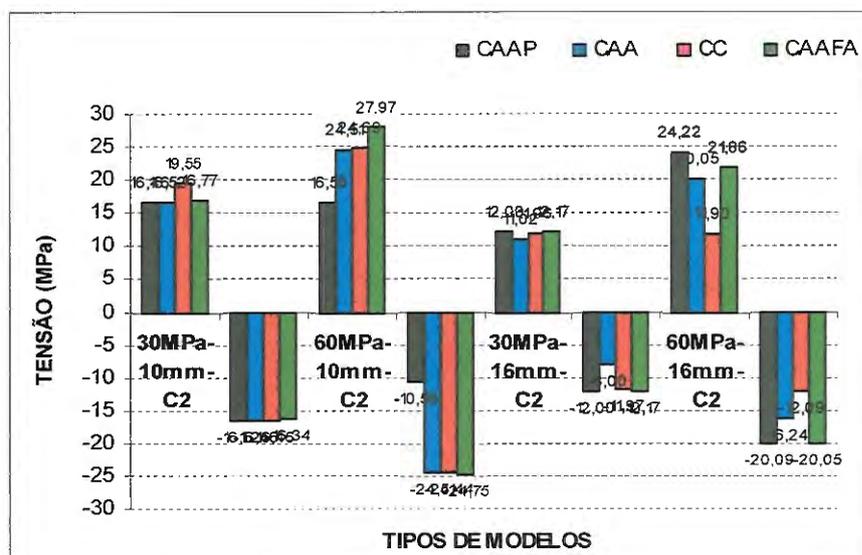


Figura 6.72 Agrupamento de ensaios cíclico 2 por tensão última e tipos de modelo de ensaio (30MPa-10mm, 60MPa-10mm, 30MPa-16mm e 60MPa-16mm)

Tabela 6.32 Propriedades estatísticas dos modelos cíclicos 2 por tensão última

		30MPa-10mm-C2	60MPa-10mm-C2	30MPa-16mm-C2	60MPa-16mm-C2
TRAÇÃO	MEDIA (MPa)	17,33	23,44	11,79	19,51
	D. P.	± 1,29	± 4,19	± 0,45	± 4,63
	C. V. (%)	7,45	17,88	3,81	23,76
	V. P. (MPa)	24,33	36,49	15,83	23,74
	λ	0,71	0,64	0,74	0,82
COMPRESSÃO	MEDIA (MPa)	16,44	21,07	11,04	17,12
	D. P.	± 0,07	± 6,06	± 1,75	± 3,30
	C. V. (%)	0,41	28,75	15,89	19,25
	V. P. (MPa)	24,33	36,49	15,83	23,74
	λ	0,68	0,58	0,70	0,72

O Valor Previsto (V. P.) é tomado de um valor teórico tomado da Equação 6.1

O modelo com a máxima tensão, tanto a tração, como à compressão, em média, foi o de 60 MPa - 10 mm, o mesmo que nos ensaios monotônicos e cíclicos 1, segundo a Figura 6.72 e a Tabela 6.32.

6.11 Considerações Finais

Com base nos resultados mecânicos dos ensaios piloto modificou-se a relação SP/C para os concretos de alta resistência à compressão (60 MPa) de 0,0135 para 0,0150, assim dessa forma o valor da resistência à compressão além de estar na faixa dos 60 MPa, não se compromete a fluidez, principal característica dos CAA. Além disso os modelos pilotos serviram para determinar os equipamentos e ensaios de arrancamento monotônicos e cíclicos.

Através dos resultados dos ensaios dos concretos em estado endurecido, observou-se que os concretos de resistência moderada (30 MPa) não se deixam influenciar por adições feitas na mistura, mas os concretos de resistência alta (60 MPa) apresentaram efeitos contrários.

O parâmetro estatístico Bias Fator (λ) apresentou uma diminuição nos ensaio cíclicos com relação aos monotônicos, utilizando nos dois casos o mesmo Valor Previsto (V. P.), devido à deterioração ou fadiga entre o aço e concreto.

CONCLUSÃO

7

CAPÍTULO

Neste capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa, alguns comentários sobre os resultados obtidos e propostas para futuros trabalhos que possam complementá-la.

7.1 Comentários Sobre os Resultados Obtidos

Os traços utilizados nesta pesquisa nos diferentes tipos de concreto alcançaram o objetivo proposto inicialmente, a saber, trabalhar com concretos de resistências média de (30 MPa e 60 MPa), com os materiais e as misturas utilizadas para cada um dos tipos de concretos.

O modelo de arrancamento adotado foi adequado para se medir o deslizamento entre a barra de aço e o prisma de concreto.

Os modelos de arrancamento foram de fácil operação durante a concretagem, seus posicionamentos na máquina de ensaios foram simples, facilitando os procedimentos e minimizando quaisquer erros operacionais.

Os ensaios de arrancamento foram eficazes na determinação da resistência de aderência, apresentando pequena variação em seus resultados.

A partir do ensaio monotônico foram planejados os ensaios cíclicos, a força de aplicação e números de ciclos para cada modelo.

7.2 Conclusões

Os ensaios pilotos, permitiram determinar as relações ótimas SP/C para os CAA, do superplastificante GELNIUM 51, além da instrumentação e equipamento a ser utilizado nos ensaios monotônicos e cíclicos, e as velocidades de carregamentos.

As metodologias seguidas para a preparação na composição, elaboração e controle de traços de CAA estiveram de acordo com o plano inicial da pesquisa.

Observou-se que durante o concretagem a temperatura ambiente e a umidade relativa do ar tiveram grande influência no comportamento dos concretos CAA, tanto nas propriedades em estado fresco (espalhamento, fluidez, capacidade de passagem e resistência à segregação), como em estado endurecido. Também se observou que raios solares, incidindo diretamente na betoneira, incrementaram a perda da fluidez nas séries de CAA com e sem fibras.

Verificou-se que a resistência à compressão do concreto e o diâmetro da barra têm forte influência no resultado da resistência de aderência, confirmando dados da literatura técnica quando relaciona maior resistência à compressão do concreto à maior resistência de aderência. A mesma observação é válida no caso do diâmetro da barra, isto é, maior diâmetro significa maior resistência de aderência.

Além da resistência e da qualidade dos concretos, do grau de deslocamento e do diâmetro da barra de aço, observou-se que também é importante considerar, nos carregamentos cíclicos, o tipo de carga (repetidas ou unidirecionais e alternadas), como também controlar as deformações ou deslizamentos durante os ensaios.

O tipo e o volume das fibras metálicas utilizadas não mostraram variações consideráveis nos resultados dos ensaios em estado endurecido.

7.2.1 Ensaios monotônicos

A relação τ_m / f_c mostrou ser um excelente parâmetro para se comparar os resultados dos ensaios, pois os valores obtidos apresentaram variações insignificantes ou muito pequenas.

A razão τ_m / f_c mostrou que a tensão de aderência nas séries foi equivalente, embora as classes de resistência à compressão para os CC, CAA e CAAFA fossem diferentes. De acordo com esse parâmetro, os modelos com fibras apresentaram tensões de aderência similares e, às vezes, superiores ao modelo sem fibras, o que significa que a adição de fibras, além de não reduzir a tensão de aderência, aumenta a ductilidade da ligação aço-concreto.

Observou-se estreita correlação entre a força última e a resistência à compressão do concreto (f_c) e o diâmetro da barra de aço (d_b), a maior (f_c) e maior (d_b) maior força de aplicação.

O deslizamento últimos e a tensão última não dependem do diâmetro da barra de aço (d_b) tanto quanto da resistência a compressão do concreto (f_c).

7.2.2 Ensaios cíclicos

De acordo com a relação τ_{s1} / τ_{sm} , observa-se que, para os modelos de arrancamento cíclicos testados, a maior deterioração da aderência (30% a 50%) ocorreu nos primeiros ciclos com baixa intensidade de força.

A deterioração tensão da aderência depende estreitamente do diâmetro da barra de aço (d_b) e da resistência à compressão do concreto (f_c). Porém, quando foram utilizados carregamentos dinâmicos, os modelos com barras de aço de diâmetro $\varnothing=10,0$ mm apresentaram maior variabilidade em relação à deterioração de aderência, enquanto que os modelos com barras de aço de diâmetro $d=16,0$ mm mostraram deterioração de 50%.

Vale destacar que, nos modelos 30 MPa – 10 mm, a maior deterioração de aderência foi verificada nos concretos CAAFA.

Como observado nos ensaios monotônicos, a força última aplicada tem o mesmo comportamento que para os ensaios cíclicos, isto é, quanto maiores (f_c) e (d_b), maior a força de aplicação.

Analogamente, para o caso de tensão última a tendência dos resultados é similar ao caso monotônico, isto é, não depende do diâmetro da barra de aço (d_b) tanto como tanto quanto da resistência à compressão do concreto (f_c).

Em relação ao deslizamento último, observa-se que o comportamento é similar para todos os modelos ensaiados. Quando as magnitudes de deslizamentos forem pequenas, nem o diâmetro da barra de aço (d_b) nem a resistência à compressão do concreto (f_c) exerce variações consideráveis.

Os ensaios com carregamento cíclico com concretos de 60 MPa e barras de aço de 16 mm apresentaram um comportamento quase igual ao monotônico.

O principal tipo de ruptura apresentada nos CC foi por fendilhamento do concreto, contrárias às rupturas por deslizamento dos CAA e CAAFA.

Os modelos com concreto CAAFA foram os que alcançaram, em média, maior número de ciclos, semelhante aos modelos de 16 mm – 60 MPa, o que significa que as fibras de aço apresentam um bom comportamento sob ações de carregamento cíclico e que os concretos de maior resistência à compressão e maior diâmetro de barras são mais resistentes à fadiga.

O tipo de ruptura por flambagem da barra de aço de 10 mm ocorre pela sua pequena rigidez em comparação à da barra de 16 mm.

7.3 Propostas de Futuras Pesquisas

Modificar o comprimento e o volume das fibras metálicas, pois as fibras adicionadas neste trabalho não provocaram alteração considerável na resistência à aderência nas condições experimentais.

Estudar o efeito da temperatura ambiente e da umidade relativa do ar nos modelos CAA.

Analisar modelos de arrancamento com estribos transversais e com diferentes espaçamentos.

Analisar modelos de arrancamento submetidos a carregamentos cíclicos, controlando-se o deslizamento no local da força aplicada.

Estudar a influência de outros diâmetros de barra de aço, entre 10,0 mm e 20,0 mm, em ensaios de arrancamento monotônicos e cíclicos.

Realizar estudos de modelagem numéricos para a condição de carregamento cíclico.

Estudar a possibilidade de ensaios de carregamento cíclico servirem como procedimento complementar na análise de uma estrutura submetida a ações sísmicas.

BIBLIOGRAFIA

AÏTCIN, P.-C. (2000). Concreto de alto desempenho. 1ª. Edição, Editora: PINI Ltda. ISBN: 85-7266-123-9, p. 695, (Tradução de Geraldo G. Serra, 2000).

ALENCAR, R.; E HELENE, P.; (2006). Concreto Auto-Adensável de Elevada Resistência – Inovação Tecnológica na Indústria de Pré-fabricados, Concreto & Construções -IBRACON, No. 43, p. 46-52 São Paulo – SP.

AL-JAHDALI, F. A.; WAFI, F. F.; SHIHATA, S. A. (1994). Development length for straight deformed bars in high-strength concrete (SP-149). Special Publication (ACI), Vol. 149, Outubro.

ALMEIDA FILHO, F. M. (2006). Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensáveis. Teses de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 291p., São Carlos – SP, Brasil.

ALTOWAJI, W.A.K.; DARWIN, D. AND DONAHEY, R.C., (1986) Bond of Reinforcement to Vibrated Concrete, ACI JOURNAL, V. 83, No. 6, Nov.-Dec. 1986, p. 1035-1042.

ALVA, G.M.S. (2004). Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 218p. São Carlos.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1963). ACI 318-63 Building Code for Requirements Concrete.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2005). ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete. 432 p.

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2000). ASTM C 1240: Use of Silica Fume as a Mineral Admixture in Hydraulic-Cement Concrete, Mortar, and Grout. West Conshohocken.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2001) ASTM C 1097: Standard Specification for Hydrated Lime for use in Asphaltic-Concrete Mixtures. West Conshohocken.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2001). ASTM C 494/C 494M: Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete. West Conshohocken.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000). ASTM C 150: Standard Specification for Portland Cement. West Conshohocken.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). ABNT NBR 7211 – Agregado para concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). ABNT NBR 7682 – Calda de cimento para injeção: Determinação do índice de fluidez – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). ABNT NBR 8522 – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama de tensão x deformação – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). ABNT NBR 9937 – Agregados: Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). ABNT NBR 5732 – Cimento Portland comum. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). ABNT NBR 5733 – Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). ABNT NBR 6152 – Materiais metálicos: Determinação das propriedades mecânicas à tração – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). ABNT NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). ABNT NBR 5739 – Concreto: Ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). ABNT NBR 7480: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). ABNT NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). ABNT NBR 15530 – Fibras de aço para concreto – Especificações. Rio de Janeiro.

BACHE, H. H., (1981), "Densified cement/ultra-fine particles-based materials". In: Proceedings of 2nd International Conference on Superplasticizers in Concrete, Ottawa.

BALAAZS, G.L. (1986). Bond Behavior under Repeated Loads," Studi e Ricerche - Corso Flli. Pesenti, Politecnico di Milano, V. 8, p. 395-430.

BALÁZS, G. L.; (1986). Bond Behavior under Repeated Loads, Studi e Ricerche - Corso Fili. Pesenti, Politecnico di Milano, V. 8, 1986, p. 395-430.

BALÁZS, G. L. (1991). Fatigue of bond. ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 6, p.620-29, Nov./Dec.

BARBOSA, M. T. G. (2001). Evaluation of the behavior of the bond in ordinary and high strength concrete, Doctoral thesis, COPPE/UFRJ, 215 p., Rio de Janeiro-RJ, Brazil.

BARBOSA, M. T. G. (2004). Análise comparativa e crítica de diversos modelos numéricos aplicáveis ao estudo da aderência aço-concreto. In: XXXI JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, Mendoza, Argentina, 17 a 21 de maio de 2004, Universidad Nacional de Cuyo, Anais..., Mendoza, 14p., [CD-ROM].

BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990). Fibre reinforced cementitious composites. United Kingdom. Barking, Elsevier.

BERTERO, V.V., AND BRESLER, B., (1968). Behavior of Reinforced Concrete Under Repeated Loading, Journal of the Structural Division, ASCE, V. 94, No. ST6.

BILLBERG, P. (2005). Development of SCC static yield stress at rest and its effect on the lateral form pressure. In: Fourth International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. Chicago, EUA.

CAMPIONE, G.; CUCCHIARA, C.; LA MENDOLA, L.; PAPIA, M. (2005). Steel-concrete bond in lightweight fiber reinforced concrete under monotonic and cyclic actions. Engineering Structures, Vol. 27, p. 881- 890.

CARINO, N. J. and LEW, H. S. (1982). Re-Examination of the Relation Between Splitting Tensile and Compressive Strength of Normal Weight Concrete, ACI JOURNAL, Vol. 79, No. 3, May-June 1982, pp. 214-219.

CASTRO, C. M. (2002). Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 155 p.

CHINN, J., FERGUSON, P.M., AND THOMPSON, J.N., (1955). Lapped Splices in R.C. Beams, ACI JOURNAL, V. 52, No. 2, Oct. 1955, p. 201-214.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1996). RC elements under cyclic loading: state-of-the-art report. Bulletin d'Information, n.230.

DAVID, J.; (1999). Betão Auto-Compactável: Um material novo para pré-fabricados, 3ª Jornada de Estruturas de Betão, Faculdade de Engenharia de Porto, Porto, 97-110 p.

DE LARRARD, F.; SEDRAN, T.; HU, C.; SZITKAR, J. C.; JOLY, M.; DERKX, F. (1996). Evolution of the workability of superplasticised concretes: assessment with the BTRHEOM rheometer. In: PRODUCTIONS METHODS AND WORKABILITY OF CONCRETE (International RILEM Conference), Paisley, Scotland, 3 a 5 de junho de 1996, Proceedings... Editores: P. J. M. Bartos; D. L. Marrs; D. J. Cleland, published by E&FN SPON (London), ISSN: 0-419-22070-4, Paisley: University of Paisley, p. 377-388.

DIEDERICHS, U., AND SCHNEIDER, U., (1981) Bond Strength at High Temperatures, Magazine of Concrete Research, V. 33, No. 115, June 1981, p.75-84.

DOHANEY, R.C. AND DARWIN, D. (1985). Bond of Top Cast Bars in Bridge Decks, ACI JOURNAL, V. 82, No. 1, Jan.-Feb. 1985, p. 40-45.

DOMINGUES DE FIGUEIREDO, A.; (2000). Concreto com Fibras de Aço, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Construção Civil, ISSN 0103-9830 São Paulo, 70 p.

DOMINGUES, A. F.; CHAMA, P. N. ; E MACEDO, H. F.; (2008). A Nova Normalização Brasileira Sobre Fibras de Aço, Concreto & Construções - IBRACON, No. 50, p. 67-76, São Paulo – SP.

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

ELIGEHAUSEN, R. (1979) Bond in Tensile Lapped Splices of Ribbed bars with Straight Anchorages, Publication 301, German Institute for Reinforced Concrete, Berlin, 1979, 118 p.

EFNARC (2002). Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. 32 p., february, ISBN: 0-9539733-4-4.

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

EUROPEAN GROUP OF SELF-COMPACTING CONCRETE – EPG SCC (2005). The European Guidelines for SCC, - Specification, Production, p. 68

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

FERREIRA, M. S.; E JALALI, S.; (2002), Betão Auto-Compactável – Influência dos Superplastificantes (Carboxilatos Modificados) na Fluidez e Deformabilidade das Pastas Ligantes, 102 p.

FONSECA, T.; CARPENA, D. M.; (2008), Concreto Auto-Adensável, Editora PINI, São Paulo, ISBN: 978-85-7266-211-6, 1a Edição, 140 p., São Paulo - SP.

FUSCO, P.B. (1995). Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Pini.

GETTU, R.; AGULLÓ, L. (2004a). Estado del arte del hormigón autocompactable y su caracterización (parte I). Cemento Hormigón, No. 861, Abril, p. 50-67.

GOMES, P. C. C. (2002). Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete. Tese de Doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 140 p., Barcelona, Spain.

HAWKINS, N.M.; LIN, I.J.; AND JEANG, F.L.; (1982). Local Bond Strength of Concrete for Cyclic Reversed Loadings, Bond in Concrete (P. Bartos, ed.), Applied Science Publishers Ltd., p. 151-161.

HELENE, P.; TERZIAN, P. (1992). Manual de dosagem e controle do concreto. Editora PINI, Brasília, DF, SENAI, 1992, ISBN: 85-7266-007-0, 1a Edição, 349 p., São Paulo - SP.

HOLMEN, J.O. (1982) Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading," SP-75, Fatigue of Concrete Structures (S.P. Shah, ed.), ACI, Detroit. p. 71-110.

JOHNSON, L.A. AND JIRSA, J.O. (1981) The Influence of Short Embedment and Close Spacing on the Strength of Hooked Bar Anchorages, PMFSEL Report No. 81-2, The University of Texas at Austin.

JOHNSTON, D.W., AND ZIA, P., (1982) Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars, ERSD-110- 79-2, Center for Transportation Engineering Studies, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh.

KAMESWARA, C. V. S.; AND SWAMY, R. N.; (1974). Beating Strength of Steel Fibre Reinforced Concrete. Build Sci. Vol. 9, pp. 263-268.

KHANDAKER, M.; (2008). Bond characteristics of plain and deformed bars in lightweight pumice concrete, Construction and Building Materials p. 1491–1499.

LAN CHUNG; JANG-HO JAY KIM AND SEONG-TAE YI., (2008) Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars, Cement & Concrete Composites, p. 603–611.

LAPPONI, JUAN CARLOS. (2005). Estadística Usando Excel. Editora CAMPUS, Rio de Janeiro. ISBN 85-352-1574-3, 4ª Edição, 476 p., São Paulo – SP.

LEE, C.; CHOI, O.C. (2003). Flexural Performance of Ring – Types Steel Fiber – Reinforced Concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 33, p.841-849.

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

LI, J.; GAO, X.; AND ZHANG, P.; (2006). Experimental investigation on the bond of reinforcing bars in high performance concrete under cyclic loading, Materials and Structures Accepted: 28 September 2006, 18 p.

MAEKAWA, K., AND OZAWA, K., (1999). Development of SCC's Prototype. Self Compacting High-Performance Concrete, Social System Institute, p. 20-32.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (2006). Concrete: microstructure, properties and Materials, McGraw-Hill, ISBN: 0-07-146289-9, Third Edition, 670 p., New York.

MORLEY, P.D., AND ROYLES, R., (1983) Response of Bond in Reinforced Concrete to High Temperatures, Magazine of Concrete Research, V. 35, No. 123, June 1983, p. 67-74.

NANNI, A.; (1991). Fatigue Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete, Department of Architectural Engineering, Pennsylvania State University, University Park, Cement & Concrete Composites, 239-245 p.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. (2003) Self-compacting concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.1, No. 1, April, 2003 p. 5-15.

OKAMURA; H. (1997). Self-Compacting High-Performance Concrete. Concrete International, Vol. 19, No. 7, July, p. 50-54.

OLIVEIRA FILHO, J. (2005). Estudo teórico-experimental da influência das cargas cíclicas na rigidez de vigas de concreto armado. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 218 p. São Carlos.

ORANGUN, C. O., JIRSA, J. O. and BREEN, J. E. (1977). A Re-evaluation of Test Data on Development Length and Splices, *ACI JOURNAL*, V. 74, No. 3, Mar. 1977, p. 114-122.

OUCHI, M.; OZAWA, K.; AND OKAMURA, H; (1996), "Development of a simple Self-Compactability Testing Method for Acceptance at Job Site," Proc. 1st International Conference on Concrete Structure.

OZAWA, K., MAEKAWA, K., KUNISHIMA, M., AND OKAMURA, H. (1989). Development of High Performance Concrete Based on the Durability Design of concrete structures, Proceedings of the Second East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC), p. 445-450.

PINHEIRO LIBÂNIO M.; CASSIANE D. MUZARDO; SANDRO P. SANTOS (2004). Notas de Aula Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios - Aços para Armaduras, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, Brasil.

REHM, G. AND ELIGEHAUSEN, R. (1977). Bond of Ribbed Bars under Repeated Loads, Report 291, German Institute for Reinforced Concrete, Berlin, 1977.

REHM, G. and ELIGEHAUSEN, R. (1979). Bond of Ribbed Bars under High-Cycle Repeated Loads," *ACI JOURNAL*, V. 76, No. 2, Feb. 1979.

REHM, G.: (1961). Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton, *DafStb*, Cad. 138, Berlin.

RILEM, (1986) Dynamic Behavior of Concrete Structures, Report of the RILEM 65 MDB Committee, G.P. Tilly (ed.), Elsevier, Amsterdam.

RILEM-FIB-CEB (1970). Bond test for reinforcing steel: 2-Pullout test (7-II-128): Test and specifications of reinforcement for reinforced and prestressed concrete (Four Recommendations of the RILEM/CEB/FIB Committee). *RILEM 3*, No. 15, p. 175-178.

RILEM-FIB-CEB, (1973). Bond test for reinforcing steel: 1-Beam test (7-II-28). 2-Pullout test (7-II-128): Tentative recommendations. *Materials and Structures*, Vol. 6, No. 32, Março-Abril, pp. 96-105.

RONCERO, J. (2000). Effect of superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states: implications for high performance concretes. Tese de Doutorado, 288 Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 189 p., Barcelona, Spain.

ROTS, J. G. (1989). Bond of reinforcement. In: ELFGREN, L. Fracture mechanics of concrete structures: from theory to applications. Report of the Technical Committee 90-FMA Fracture Mechanics to Concrete – Applications, RILEM, Suffolk: St. Edmund Press Ltd, ISBN: 0-412-30680-8, Cap. 12, p. 245-262.

ROUSSEL, N.; NGUYEN, T.L.H.; COUSSOT, P. (2005). Yield stress measurements using stoppage test. In: Fourth International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. Chicago, EUA.

SHAH, S.P., AND CHUNG, L., (1896). Effect of Cyclic Loading Rate on Response of Model Beam-Column Joints and Anchorage Bond, Proceedings of the 3rd U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng., EERI, San Francisco.

SHILL, T.S., LEE, G.C., AND CHANG, KC., (1988). Effect of Freezing Cycles on Bond Strength of Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 114, No. 3, p. 717-726.

SORETZ, S. AND HOLZENBEIM, H. (1979). Influence of Rib Dimensions of Reinforcing Bars on Bond and Bendability, ACI JOURNAL, V. 76, No. 1, Jan. 1979, p. 111- 127.

TASSIOS, T. P.; (1979). Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions. AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete Under Seismic Actions. CEB, Bulletin d'Information, n.131, p.67-122.

TEPFERS, R., (1973). A Theory of Bond, Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars," Publ. 73.2, Div. of Concrete Structures, Chalmers University, Goteborg.

TREECE, R.A. AND JIRSA, J.O., (1987) Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars, PMFSEL Report 87-1, Ferguson Structural Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, 85 p.

TOUTANJI, H. A.; EL-KORCHI, T. (1995). The influence of silica fume on the compressive strength of cement paste and mortar. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, p. 1591-1602.

VIEIRA, F.M.P.; DAL MOLIN, D.C. (1995). Comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssilica. In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 28., Tucumán, AR, 1995. Anais, Tucumán, LE/FCET/UNT. Vol. 5, p.371-382.

Wu, Z. S.; Yin, J. (2003) Structural performances of short steel-fiber reinforced concrete beams with externally bonded FRP sheets. Construction and Building Materials, Vol. 17, p. 463-470.
