

**AÇO-CONCRETO GEOPOLIMÉRICO: CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO
DE ADERÊNCIA E COMPRIMENTO DE ANCORAGEM**

JOADELIO CHAGAS SOARES

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE
DARCY RIBEIRO - UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
NOVEMBRO – 2006**

AÇO-CONCRETO GEOPOLIMÉRICO: CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO DE ADERÊNCIA E COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

JOADELIO CHAGAS SOARES

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dylmar Penteado Dias

Co-orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

NOVEMBRO – 2006

AÇO-CONCRETO GEOPOLIMÉRICO: CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO DE ADERÊNCIA E COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

JOADELIO CHAGAS SOARES

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 13 de Novembro de 2006.

Comissão Examinadora:

Prof. José Luiz Rangel Paes (D. Sc.) – UFV

Prof. Jean Marie Désir (D. Sc.) – UENF

Prof. Sergio Luis González Garcia (D. Sc.) – UENF

Prof. Dylmar Penteado Dias (D. Sc.) – UENF
(orientador)

Aos meus pais, Joadelio Soares e
Dionice Chagas Soares.

AGRADECIMENTOS

A gratidão é uma benção porque ajuda você a perceber quantos presentes recebeu e a retribuí-los. Agradeço principalmente a Deus e a todos que foram amigos e companheiros ao longo dessa caminhada.

À minha família, em especial minha mãe, por fazer questão de me incentivar e de sempre participar das fases da minha vida ao meu lado.

Aos meus orientadores, Dylmar e Sergio Luis, pela dedicação, paciência e orientação dispensadas ao longo deste trabalho.

Ao professor Jean Marie, por seu incentivo e colaboração.

Ao professor Eduardo Átem (LAMAV) pela amizade e apoio na realização dos ensaios de arrancamento.

Aos funcionários do LECIV, Milton, André, Vanuza e Antônio pela ajuda no decorrer da pesquisa.

Aos amigos, Caroline Espinosa, Giselle, Raquel, Aline Dias, Marcos Vinícius, Maykon pela convivência agradável e pela troca de experiências.

A José Roberto, Guilherme (LECIV) e Vitor (LAMAV) pelo auxílio dispensado para a realização do programa experimental.

A três amigos muito especiais, Célia, Liege e Igor, que mesmo distantes, sempre torceram pelo sucesso de mais essa etapa da minha vida.

À minha tia Dalva e meu tio Fabiano pela torcida e apoio em todos os sentidos para a conclusão deste trabalho.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	iv
LISTA DE TABELAS.....	viii
LISTA DE ABREVIATURAS.....	x
LISTA DE SIGLAS.....	xii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
1 INTRODUÇÃO.....	01
1.1 Motivação.....	03
1.2 Objetivos.....	06
1.3 Justificativa.....	06
1.4 Estrutura da Dissertação.....	07
2 CIMENTOS GEOPOLIMÉRICOS.....	09
2.1 Histórico.....	10
2.2 Recursos Materiais para Produtos Geopoliméricos.....	13
2.3 Áreas de Aplicação dos Geopolímeros.....	15
2.4 Propriedades dos Geopolímeros.....	16
2.4.1 Propriedades Mecânicas.....	17
2.4.2 Durabilidade.....	20
2.5 Considerações Finais.....	21
3 ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E CONCRETO.....	22
3.1 Caracterização física do fenômeno de aderência.....	23
3.2 Propostas de leis de tensão de aderência – deslizamento.....	24
3.2.1 Lei de aderência local pelo modelo teórico de Tassios.....	26
3.2.1.1 Tensões de aderência antes do carregamento.....	27
3.2.1.2 Tensão na barra antes da fissuração transversal do concreto.....	28
3.2.1.3 Tensão nas Barras de Aço após a Primeira Fissuração.....	28
3.2.1.4 Carregamento das Barras até a Ruptura da Aderência.....	29

3.2.1.5	Coeficiente de Atrito.....	31
3.2.1.6	Resistência Residual de Aderência.....	31
3.2.2	Lei de Tensão de Aderência-deslizamento CEB-FIP (1990).....	32
3.2.3	Tensão de aderência segundo a NBR 6118 (2003).....	36
3.3	Influência do Tipo de Barra de Armadura na Aderência.....	37
3.3.1	Altura das Nervuras.....	39
3.3.2	Inclinação das Nervuras.....	39
3.3.3	Seção Transversal das Nervuras.....	40
3.4	Aderência Armadura-concreto de Alto Desempenho (CAD).....	40
3.4.1	Uso de Superplastificantes.....	41
3.4.2	Diâmetro das Barras de Aço.....	41
3.4.3	Fissuração.....	42
3.4.4	Posição das Barras de Armadura.....	44
3.5	Aderência Aço-concreto Geopolimérico.....	45
3.5.1	Interface Aço-concreto geopolimérico.....	46
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	50
4.1	Materiais.....	50
4.1.1	Agregado Graúdo.....	51
4.1.2	Agregado Miúdo.....	51
4.1.3	Cimento Portland.....	52
4.1.4	Metacaulim.....	52
4.1.5	Ativador Alcalino.....	55
4.1.6	Barra de Aço.....	56
4.2	Procedimentos Experimentais.....	57
4.2.1	Definição do Traço.....	57
4.2.2	Confecção das Fôrmas.....	59
4.2.3	Concretagem dos Corpos-de-prova.....	60
4.2.4	Cura dos Corpos-de-prova.....	62
4.2.5	Ensaio de resistência à Compressão e tração por Compressão Diametral.....	63
4.2.6	Ensaio de Esclerometria.....	64
4.2.7	Ensaio de aderência.....	67
5	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	68

5.1	Trabalhabilidade dos concretos.....	68
5.2	Resistência à compressão e à tração por compressão diametral.....	69
5.3	Ensaio de esclerometria.....	71
5.4	Ensaio de Aderência.....	72
5.4.1	Tipos de Rupturas dos corpos-de-prova prismáticos.....	72
5.4.2	Força de Arrancamento.....	74
5.4.3	Tensão de Aderência.....	78
5.5	Tensão de Aderência segundo a NBR 6118 (2003) e o CEB/FIB MODEL CODE (1990).....	83
5.6	Comprimento de Ancoragem.....	84
5.7	Considerações Finais.....	86
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	87
6.1	Conclusões.....	87
6.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	88
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	90
	ANEXO I.....	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Evolução histórica da participação da indústria de cimento na geração de CO ₂ (CDIAC, 2000).....	04
Figura 2.1	Pirâmides de Gizé, Egito (www.nationalgeographic.com).....	11
Figura 2.2	Estrutura tridimensional do cimento geopolimérico.....	13
Figura 2.3	Porcentagem de elementos químicos tóxicos retidos na matriz geopolimérica. DAVIDOVITS (1994).....	16
Figura 2.4	Variação da resistência à compressão da argamassa normal, em função do tempo, do cimento Na,K,Ca-PSS, CPIIE-32 e CPV-ARI (SILVA, 1999).....	19
Figura 3.1	Curva típica da relação tensão de aderência-deslizamento locais (ELIGEHAUSEN <i>et al. apud</i> DUCATTI, 1993).....	23
Figura 3.2	Modelo teórico da curva de aderência (Adaptada de TASSIOS 1979).....	27
Figura 3.3	Tensões de fendilhamento após as fissurações transversal e longitudinal (TEPFERS,1979).....	29
Figura 3.4	Estágio de ruptura na aderência (TASSIOS,1979).....	30
Figura 3.5	Relação analítica entre tensão de aderência e deslizamento (CEB-FIP, 1990).....	32
Figura 3.6	Comprimento básico de ancoragem reta (CEB-FIP, 1990).....	36

Figura 3.7	Fissuração por tração.....	43
Figura 3.8	Direção de concretagem a) barra de aço concretada verticalmente; b) barra de aço concretada horizontalmente.....	45
Figura 3.9	Curvas tensão média de aderência do CCP e do CCG em função do deslizamento relativo para barras lisas de aço (DIAS, 2001).....	46
Figura 3.10	Imagens obtidas no MEV por elétrons retroespalhados da interface aço-pasta: a) cimento Portland; (b) cimento geopolimérico (DIAS, 2001).....	47
Figura 3.11	Varredura em linha da interface aço-pasta de CP (DIAS, 2001).....	48
Figura 3.12	Varredura em linha da interface aço-pasta de CG (DIAS, 2001).....	49
Figura 4.1	Difratograma do caulim sem calcinação.....	53
Figura 4.2	Difratograma do metacaulim calcinado à 700°C por 6 horas.....	54
Figura 4.3	Esquema das características geométricas da barra de aço empregada nesse trabalho.....	57
Figura 4.4	Fôrma para confecção dos corpos-de-prova prismáticos.....	59
Figura 4.5	Descrição do ensaio de arrancamento e dimensões dos corpos-de-prova.....	60
Figura 4.6	Equipamento para medir a consistência (tempo Vebe) da mistura fresca dos concretos de cimento Portland e de cimento geopolimérico.....	62

Figura 4.7	Corpos-de-prova prismáticos (200 x 200 x 200) mm: (a) concreto de cimento Portland; (b) concreto de cimento geopolimérico.....	63
Figura 4.8	Ensaio Mecânico: (a) Ensaio de Compressão; (b) Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	64
Figura 4.9	Esquema do ensaio de esclerometria (ACI 228,1989).....	65
Figura 4.10	(a) Faces dos blocos (20 x 20 x 20 cm) ensaiados por esclerometria; (b) Ensaio de esclerometria.....	66
Figura 4.11	Ensaio de aderência segundo as prescrições do RILEM/CEB/FIP-RC6 (1983): (a) detalhe do esquema de montagem do ensaio; (b) ensaio de aderência com sensor <i>LVDT</i>	67
Figura 5.1	Deformação do concreto após a formação de micro-fissuras (GOTO, 1971).....	71
Figura 5.2	Tipos de ruptura: (a) ruptura da barra; (b) deslizamento livre da barra; (c) ruptura frágil do concreto (BARBOSA, 1998).....	72
Figura 5.3	Deslizamento livre das barras de aço nos ensaios de aderência (a) concreto de cimento Portland (b) concreto de cimento geopolimérico.....	73
Figura 5.4	Curvas da força de arrancamento do CCG em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $5 \cdot d_s$	74
Figura 5.5	Curvas da força de arrancamento do CCP em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $5 \cdot d_s$	75
Figura 5.6	Curvas da força de arrancamento do CCG em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $4 \cdot d_s$	75

Figura 5.7	Curvas da força de arrancamento do CCG em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $2,5 \cdot d_s$	76
Figura 5.8	Curvas da força média de arrancamento do CCG e do CCP em função do deslizamento relativo para os comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$	77
Figura 5.9	Detalhe das curvas da força média de arrancamento do CCG e do CCP em função do deslizamento relativo até 0,2 mm para os comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$	77
Figura 5.10	Curvas tensão média de aderência do CCP e do CCG em função do deslizamento relativo para comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$	80
Figura 5.11	Detalhe das curvas tensão média de aderência do CCG e do CCP em função do deslizamento relativo até 0,2 mm para comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$	81
Figura 5.12	Relação entre as tensões de aderência obtidas nos ensaios e o comprimento de ancoragem obtidos segundo o CEB/FIP MODEL CODE (1990).....	85
Figura 5.13	Relação entre as tensões de aderência obtidas segundo a NBR 6118 (2003) e o CEB/FIP MODEL CODE (1990) e o comprimento de ancoragem.....	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Aplicações dos materiais geopoliméricos baseado na relação Si:Al....	15
Tabela 2.2	Estruturas feitas com concreto de alto desempenho. Propriedades melhoradas (MALIER, 1991).....	18
Tabela 3.1	Classificação das curvas $t(x)$ versus $s(x)$	25
Tabela 3.2	Parâmetros para definição da relação tensão de aderência-deslizamento para barras nervuradas CEB-FIP MODEL CODE (1990).....	34
Tabela 3.3	Parâmetros para definição da relação tensão de aderência-deslizamento em barras lisas CEB-FIP MODEL CODE (1990).....	35
Tabela 4.1	Distribuição granulométrica do agregado graúdo.....	51
Tabela 4.2	Distribuição granulométrica do agregado miúdo.....	51
Tabela 4.3	Propriedades físico-químicas do cimento Portland.....	52
Tabela 4.4	Propriedades físico-químicas da metacaulim.....	54
Tabela 4.5	Análise físico-química do silicato de sódio alcalino.....	55

Tabela 4.6	Características geométricas da barras empregada nesse trabalho.....	56
Tabela 4.7	Resistências médias à compressão dos traços testados.....	59
Tabela 4.8	Consumo de material por m ³ de concreto para o ensaio de aderência.....	61
Tabela 5.1	Nomenclaturas utilizadas para os concretos.....	68
Tabela 5.2	Resistências médias à compressão e à tração por compressão diametral.....	70
Tabela 5.3	Resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos.....	72
Tabela 5.4	Força de arrancamento (F) para um deslizamento relativo s = 0,1 mm.....	78
Tabela 5.5	Tensão de aderência máxima, ($t_{b\text{máx}}/f_c$) e seus respectivos deslizamentos.....	81
Tabela 5.6	Tensões médias de aderência (t_b) para deslizamentos relativos s = 0,1 mm.....	82
Tabela 5.7	Resultados do ensaio de arrancamento para o G50, G40, G25 e P50, segundo as recomendações do CPH (1999).....	83
Tabela 5.8	Tensões de aderência segundo a NBR 6118 (2003) e o CEB/FIP MODEL CODE (1990).....	84

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABREVIATURAS

a_t	Altura entre as nervuras transversais
A_s	Área da seção transversal da barra
A_{sr}	Área relativa da nervura
A_{sl}	Área da seção longitudinal de uma nervura
A_{st}	Área dos estribos (duas pernas) no comprimento igual ao comprimento de ancoragem
$A_{st,min}$	Área mínima dos estribos (duas pernas) no comprimento igual ao comprimento de ancoragem
b_t	Largura das nervuras transversais
c	Cobrimento de concreto
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CCG	Concreto de cimento geopolimérico
CCP	Concreto de Cimento portland
CG	Cimento geopolimérico
CH	Hidróxido de cálcio ou portlandita
CP	Cimento Portland
CPIIE -32	Cimento Portland composto com escória de alto forno, Classe 32 MPa
CV	Cinza volante

d_s	Diâmetro nominal das barras de aço
d_x	Distância mínima da armadura até a fissura transversal mais próxima
DRX	Difração de raios X
e	Raio da parte do cilindro de concreto não-fissurado (TEPFERS, 1979).
e_t	Espaçamento entre as nervuras transversais
f_c	Resistência média à compressão
f_t	Resistência média à tração por compressão diametral
f_y	Tensão de escoamento do aço
F	Força de arrancamento do ensaio de aderência
i	Número de nervuras longitudinais
IE	Índice esclerométrico
$j \cdot d_s$	Comprimento da nervura helicoidal
k	Número de nervuras transversais em torno da barra
L_b	Comprimento de ancoragem
LVDT	Deflectômetro elétrico de resistência
MA	Módulo alcalino
MC	Metacaulim
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
n	Número de barras envolvidas pelos estribos
P_s	Tensão lateral exercida sobre o concreto pela armadura de confinamento
PSS	Polissiloxossilato
s	Deslizamento relativo da barra de aço

S_c	Deslizamento relativo aço-concreto no limite da reta OA
S_n	Deslizamento relativo para a tensão de aderência última
S_0	Deslizamento relativo para a tensão de aderência máxima

SÍMBOLOS

α	Expoente de correção da tensão de aderência segundo CEB/FIP (1990)
β	Ângulo de inclinação do eixo da nervura
μ	Coeficiente de atrito concreto-concreto
φ	Coeficiente de atrito concreto-aço
σ_c	Tensão de compressão no concreto
σ_{ct}	Tensão de tração no concreto
σ_{st}	Tensão de tração na armadura
σ_t	Tensão tangencial no concreto em torno da barra de arrancamento
σ_y	Tensão radial no concreto em torno da barra de aço que está sendo arrancada
σ_{y0}	Tensões de compressão normais à superfície lateral da barra
t_b	Tensão de aderência
$t_{b\text{máx}}$	Tensão máxima de aderência
t_{bm}	Tensão média de aderência
t_{br}	Tensão de aderência residual
$t_{b0,1}$	Tensão de aderência para deslizamento relativo igual a 0,1 mm

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEB	Comitê Euro-Internationale du Béton
CDIAC	Carbon Dioxide Information Analysis Center
FIP	Federation Internationale de la Précontrainte
LAMAV	Laboratório de Materiais Avançados
LECIV	Laboratório de Engenharia Civil
RILEM	Reunion Internationale des Laboratoires D'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

RESUMO

O concreto armado é um importante material de construção que cada vez mais desperta a atenção dos pesquisadores, que a partir de então, vêm elaborando pesquisas, quer sejam experimentais ou analíticas. A aderência entre a armadura de aço e o concreto é uma das propriedades responsáveis pelo desempenho e pelas boas características das peças de concreto armado empregado nas estruturas da construção civil.

Dessa forma, o conhecimento do comportamento da aderência entre os dois principais elementos que compõem o concreto armado (concreto e aço) tem grande relevância para que se obtenha a capacidade de carga e de serviço das estruturas, sendo também, fator indispensável para a definição das regras de cálculo de ancoragens e de emendas por transpasse das barras, para o cálculo das flechas e para o controle de abertura de fissuras.

A relação entre a tensão de aderência e o deslizamento geralmente é determinada por meio de ensaios simples de arrancamento de barras de aço embutidas em corpos-de-prova de concreto. Diante de tais fatos, o programa experimental foi realizado para avaliar a tensão de aderência das barras de aço nervuradas correlacionando-a ao comprimento de ancoragem, visando a comparação destas propriedades em matrizes de concreto de cimento Portland e de cimento geopolimérico.

Os ensaios de aderência apresentaram excelentes resultados e levaram a uma redução de 50% do comprimento de ancoragem do CCG em relação ao CCP. E também, segundo cálculos realizados de acordo com o CEB/FIP MODEL CODE (1990) foi possível uma redução máxima de 27% do comprimento de ancoragem. A baixa porosidade na interface aço-matriz foi o principal parâmetro responsável pelo melhor desempenho dos CCG quando comparados aos CCP.

Palavras-chave: cimento geopolimérico, tensão de aderência, comprimento de ancoragem, cimento Portland, concreto armado.

ABSTRACT

Concrete has negligible tensile capacity. However, because of its low cost and high compressive strength, it is a valuable construction material. When reinforced with steel, the result is a relatively inexpensive and ductile material. The transfer of forces across the interface by bond between concrete and steel is of fundamental importance to many aspects of reinforced concrete behavior.

Special cements are being increasingly used for particular applications on building industry. The physicochemical and mechanical properties of these cements are quite different from those of ordinary Portland cement (PC), one example is the geopolymeric cement (GC).

The main objective of this work was to investigate the local bond stress-slip behavior of reinforcing bars embedded in Portland and geopolymer concrete. Because of this, bond behavior was studied through pullout tests, in which the applied load and corresponding slips at the bar's free were recorded continuously throughout the test.

GC concrete showed excellent adherence values. In accordance to bond tests, it was possible to reduce 50% (from 5 mm to 2,5 mm) of the embedded length relative PC concrete. Calculations according to CEB/FIP MODEL CODE (1990) showed that it was also possible to reduce 27% of the embedded length. Low porosity of the steel-GC matrix interface was the main factor for their superior performance relative to PC concrete.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais de construção mais antigos que se tem conhecimento, fato marcado há quatro mil anos antes de Cristo quando os egípcios usaram gesso calcinado para unir pedras, mas foi na ilha de Creta onde a cal foi empregada pela primeira vez como material aglomerante, de onde passaria para a Grécia e posteriormente para Roma.

Os romanos construía com pedras calcárias e vulcânicas (pedra-pomes), que contém sílica ativa. Esta combinação deu lugar ao que se conhece como cimento romano, com o qual foram construídas obras que se mantêm até nossos dias. A famosa ponte de Alcântara, construída em Extremadura, Espanha, no primeiro século de nossa Era, foi executada com esse cimento e até hoje conserva sua rigidez.

Com o desaparecimento do Império Romano, perdeu-se a técnica de se construir com cimento. Em meados do século XVII, o engenheiro inglês John Smeaton foi encarregado da construção de um farol no rochedo chamado Eddystone (17 quilômetros a sudoeste da cidade de Plymouth), que sobressaía pouco do mar e estava rodeado de água profunda, conformando um lugar muito perigoso para as embarcações. Em junho de 1757 Smeaton se dedicou a investigar o material aglomerante com que construiria o farol e chegou à conclusão que o cimento hidráulico obtido com calcário e determinada proporção de argila era muito superior ao calcário puro.

Seguindo essa linha de desenvolvimento, em 1824, na Inglaterra, Joseph Aspdin obteve um material que foi descrito como cimento Portland. Desde então a utilização e o desenvolvimento do concreto tornou-se crescente.

A idéia de usar barras de aço como mecanismo de reforço surgiu em 1877 quando Hyatt relatou a possibilidade de usar aço combinado com cimento Portland para superar a fragilidade do concreto sob a ação de tensões de tração na flexão (HYETT *et al.*, 1996). A partir de então, os pesquisadores vêm elaborando estudos, quer sejam experimentais ou analíticos, envolvendo análises minuciosas tanto sobre as características dos materiais componentes, quanto em relação às propriedades do concreto em seu estado fresco e endurecido, a fim de gerar técnicas e processos que possibilitem o atendimento das necessidades da construção civil moderna.

Estudos experimentais iniciais, que datam por volta de 1900, revelaram que na maioria dos casos a falha na estrutura de concreto armado não é proveniente da tensão excessiva na barra e sim devido a deslizamentos relativos entre o concreto e o aço. Por essa razão, a aderência foi reconhecida como um parâmetro crítico em projetos de concreto armado (HYETT *et al.*, 1996).

A aderência entre a armadura de aço e o concreto é uma das propriedades responsáveis pelo desempenho e pelas boas características das peças de concreto armado empregado nas estruturas da construção civil (JIANG, 1984).

Dessa forma, o conhecimento do comportamento da aderência entre os dois principais elementos que compõem o concreto armado (concreto e aço) tem grande relevância para que se obtenha a capacidade de carga última e de serviço das estruturas, sendo também, parâmetro indispensável para a definição das regras de cálculo de ancoragens e de emendas por transpasse das barras, para o cálculo das flechas e para o controle de abertura de fissuras.

A relação entre tensão de aderência e deslizamento geralmente é determinada por meio de ensaios simples de arrancamento de barras de aço embutidas em corpos de prova de concreto. Em trabalhos científicos os métodos de ensaio para determinação da aderência que podem ser citados são os ensaios de arrancamento (RILEM/CEB/FIP-RC6, 1983) e o ensaio de flexão (RILEM/CEB/FIP-RC5, 1983). Além destes destaca-se também o ensaio recomendado pela ASTM C 900 (1994). Pela norma brasileira, a aderência aço-concreto é abordada pela NBR 7477 (1982) que determina o coeficiente de conformação de barras e fios de aço destinados à

armaduras de concreto. Neste método de ensaio as características de conformação superficial das barras, responsáveis pela aderência ao concreto, são medidas por meio da fissuração em tirantes de concreto embutidos com uma única barra ou fio.

Neste trabalho foram realizados ensaios experimentais de acordo com as prescrições do RILEM/CEB/FIP-RC6 (1983) em concretos de cimento Portland e de cimento geopolimérico armados com barras de aço nervuradas.

1.1 - MOTIVAÇÃO

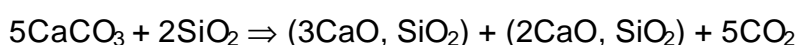
Com o aparecimento de materiais não convencionais e de novos aditivos e adições, a indústria do concreto vem sofrendo transformações importantes em todo mundo. Com o uso de materiais ultrafinos e a introdução de produtos químicos na mistura, é possível densificar a matriz e as zonas de transição pasta-agregado e aço-concreto. A característica marcante desta nova prática é produzir concretos com melhor trabalhabilidade, maior resistência mecânica e com boa relação custo/benefício em relação ao concreto convencional.

Atualmente, por existir certa sensibilidade com relação às questões ambientais, o papel dos profissionais da construção civil nunca foi tão vital. Associações mundiais de arquitetos e engenheiros têm organizado comitês, força-tarefas e grupos de trabalho com o objetivo de apontar o papel destes profissionais para que estejam em conformidade com os padrões ambientais em vigor. Existe a concordância de que uma das áreas mais importantes da responsabilidade ambiental está na especificação e no processo produtivo dos materiais de construção e que é preciso o mais rápido possível cessar, ou pelo menos reduzir, o desperdício dos recursos naturais e energia que caracterizou os séculos XIX e XX.

O concreto é o material de construção mais usado no mundo. No Canadá são usados cerca de 10 kg/pessoa/dia (www.geopolymer.org). Essa atração pelo concreto não é por acaso e vem do fato de que o mesmo oferece propriedades satisfatórias tais

como, resistência mecânica, durabilidade e aspecto visual além de ser produzido a partir de um dos recursos mais abundantes, o cimento.

Diante desses fatos, a emissão de CO₂ a partir da calcinação do calcário (carbonato de cálcio) e da sílica na fabricação do clínquer de cimento Portland, de acordo com a reação mostrada abaixo, bem como na produção de cal, está aumentando a uma taxa muito mais rápida do que todas as outras fontes industriais juntas (CDIAC, 2000).



A produção de uma tonelada de clínquer pelo método via seca libera aproximadamente entre 820 e 870 Kg de CO₂ para a atmosfera, dependendo do combustível e da eficiência do método utilizado. Já a produção de uma tonelada de cal hidratada cálcica (CaO·H₂O) libera aproximadamente 785 kg de CO₂ para a atmosfera, sem contar o CO₂ liberado pela queima de combustível (YAMAMOTO, 1997). Desse total, 66% é proveniente da descarbonatação do calcário. Uma parte desse CO₂ vai ser absorvido novamente na carbonatação de concretos e argamassas. A massa de CO₂ gerada pela indústria de cimento é muito significativa, principalmente no Brasil, onde a produção de cimento contribui atualmente entre 6% e 8% do CO₂ emitido (Figura 1.1), muito embora esse valor seja muito inferior ao volume de CO₂ gerado pelos automóveis e caminhões (CDIAC, 2000).

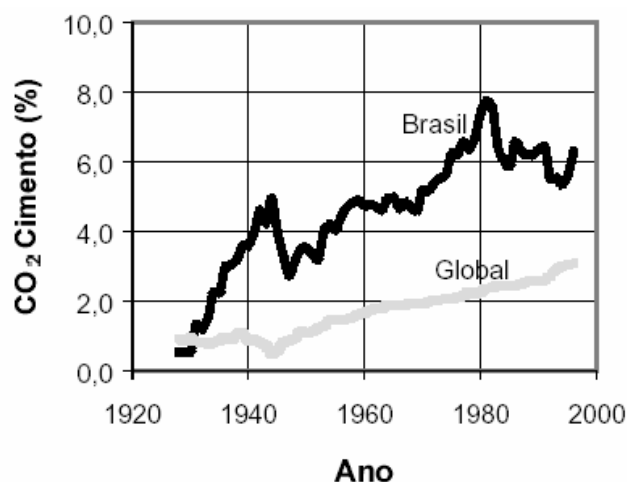


Figura 1.1 – Evolução histórica da participação da indústria de cimento na geração de CO₂ (CDIAC 2000).

O dióxido de carbono (CO₂) é um dos gases causadores do efeito estufa. O CO₂ é acumulado na atmosfera e retém o calor que a Terra precisaria refletir de volta ao espaço a fim de manter sua temperatura, ou até mesmo baixá-la a valores registrados há algumas décadas atrás (DIAS, 2001).

No ano 2000, quase 10% de todos gases de estufa global vieram de novas construções feitas de concreto de cimento Portland (www.geopolymer.org). À medida que os países vão se desenvolvendo, a construção civil acompanha esse crescimento e conseqüentemente abre caminho para novas estruturas. Estima-se que em 2015 as emissões globais de CO₂ provenientes da manufatura de cimento Portland serão de 3,5 milhões de toneladas/ano. Esta quantidade é equivalente às emissões anuais atuais totais de CO₂ da Europa ou a 67% das emissões atuais anuais de CO₂ dos Estados Unidos - 5,16 milhões de toneladas (www.geopolymer.org).

Apesar da pequena contribuição em relação ao total de poluentes, a indústria de cimento mundial (especialmente a indústria brasileira) vem apresentando um programa de substituição de parte do cimento Portland por uma ou mais adições minerais, na sua maioria subprodutos industriais, caso típico da escória de alto-forno das indústrias siderúrgicas e da cinza volante das usinas termoelétricas.

Essa substituição tem apresentado vantagens técnicas, econômicas e principalmente ambientais, uma vez que permite reduzir significativamente tanto a emissão de CO₂ na atmosfera quanto o consumo de energia.

Essa situação mostra claramente que a utilização do concreto geopolimérico (CG) seria vantajosa, pois, quando fabricado gera cinco vezes menos CO₂ do que a manufatura do cimento Portland, com menor gasto de energia. Ou seja, qualquer país que se convertesse à manufatura do cimento geopolimérico reduziria 80% das emissões geradas em relação à manufatura do produto convencional (www.geopolymer.org).

1.2 - OBJETIVOS

A finalidade principal deste trabalho é correlacionar a tensão de aderência de barras nervuradas de aço com o comprimento de ancoragem em concretos de cimento Portland e de cimento geopolimérico. Assim sendo, têm-se como objetivos:

- avaliar as curvas de comportamento da tensão de aderência *versus* deslizamento obtidas a partir de ensaios de arrancamento para diferentes comprimentos de ancoragem.
- avaliar a viabilidade do uso dos CG em estruturas adotando os procedimentos estabelecidos por normas técnicas de cimento Portland, de maneira que os resultados obtidos possam ser comparados.
- verificar se as prescrições das normas para cimento Portland podem ser aplicadas aos cimentos geopoliméricos.

1.3 - JUSTIFICATIVA

Os tempos modernos da construção civil têm mostrado a necessidade de se desenvolver materiais cada vez mais resistentes, duráveis e, acima de tudo, que apresentem uma relação custo-benefício satisfatória.

De acordo com essa premissa, esse trabalho visa investigar a interação aço-concreto em estruturas de concreto de cimento Portland e de cimento geopolimérico.

Os estudos realizados até o momento sobre as propriedades físicas, químicas e mecânicas do cimento geopolimérico revelaram excelentes resultados. Os materiais poliméricos apresentam inúmeras qualidades em vários ramos de atividades sendo cada vez mais utilizados nas indústrias automobilística, aeronáutica, metalúrgica, de fundição de materiais não-ferrosos e de plásticos, bem como na construção civil (DAVIDOVITS, 1994).

Confirmada a maior resistência de aderência do cimento geopolimérico em relação ao cimento Portland pode-se, a partir de então, avaliar a possibilidade da obtenção de concretos armados cujas barras de aço apresentem comprimentos de ancoragem menores ou até mesmo a utilização de barras com diâmetros menores com a capacidade de suportarem os mesmos esforços. Com essa redução seria possível obter construções com estruturas mais leves e boa relação custo-benefício.

Dessa forma, é de grande importância que se investigue o concreto geopolimérico armado, para que se obtenha um melhor entendimento da interação aço-concreto de um material tão novo quanto este, para que sua futura aplicação na construção civil seja realizada de forma confiável.

1.4 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Na introdução foi destacada a relevância do desenvolvimento do trabalho e seus objetivos. Os demais capítulos foram organizados de forma a promover um maior

conhecimento sobre o comportamento da aderência em concretos de cimento geopolimérico, a saber:

- Capítulo 2: versa sobre cimento geopolimérico e suas características físicas, químicas e mecânicas.
- Capítulo 3: faz uma revisão sobre a caracterização física do fenômeno de aderência, além de apresentar algumas propostas de leis de tensão de aderência estudadas por diferentes pesquisadores.
- Capítulo 4: dedicado à descrição do programa experimental. Envolve desde a caracterização química, física e mineralógica dos materiais, até a realização dos ensaios de aderência.
- Capítulo 5: são apresentadas as discussões dos resultados obtidos no programa experimental.
- Capítulo 6: refere-se às conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

CIMENTOS GEOPOLIMÉRICOS

A ativação alcalina é um processo químico que ocorre pela transformação de determinados materiais, parcial ou totalmente amorfos em estruturas cimentícias compactas (PALOMO *et al.*, 1999). O processo de ativação alcalina é composto por três estágios:

- Dissolução de espécies solúveis na fase alcalina;
- Reorganização e difusão de íons dissolvidos com a formação de pequenas estruturas coaguladas;
- Crescimento e condensação dessas estruturas para a forma de produtos hidratados.

Desde a década de 40, em vários países do mundo, a ativação alcalina de compósitos à base de cimento Portland e escórias de alto-forno vêm revelando resultados expressivos. A potencialidade do uso dos álcalis abre novas oportunidades para a obtenção de cimentos com propriedades especiais que os diferenciam do cimento Portland convencional (SILVA, 2000).

Materiais cimentícios alcalinos ou álcali-ativados foram inicialmente investigados por FERET (1939), PURDON (1940) e GLUKHOVSKY (1959). Mas, na verdade o uso de ativadores alcalinos para simular as propriedades pozolânicas latentes tem sido de longa data (ROY, 1998).

Atualmente, de acordo com KRIVENCO (1997), os cimentos álcali-ativados podem ser classificados em cinco grandes categorias: geocimentos, cimentos alcalinos com escória, cimentos alcalinos com cinza volante, cimentos Portland alcalino e cimentos aluminosos alcalinos.

O termo “geopolímero” foi usado pela primeira vez por Davidovits para descrever uma família de aglomerantes minerais semelhantes às zeólitas artificiais. Estas estruturas consistem de um polímero Si-O-Al, semelhante às encontradas nas zeólitas (DAVIDOVITS, 1979).

Os chamados geopolímeros ou polissialatos, terminologia adotada para abreviar poli-silico-aluminatos, foram apresentados pela primeira vez em patentes em 1981, onde foram apresentados vários exemplos de mistura de reagentes e processos de obtenção. Os polissialatos apresentam características particulares que exibem o seu enorme potencial de aplicação como aglomerante em substituição ao cimento Portland (DIAS, 2001).

Os geopolímeros, às vezes, são chamados aglomerantes aluminossilicatos álcali-ativados. Estes materiais diferem substancialmente de cimentos pozolânicos convencionais, porque os geopolímeros usam um caminho de reação totalmente diferente para atingir a integridade estrutural. Considerando que cimentos pozolânicos geralmente dependem da presença de cálcio, geopolímeros não apresentam a formação de hidratos, tais como C-S-H, para formação da matriz e obtenção da resistência. Na verdade, os geopolímeros utilizam a policondensação de sílica, precursores de alumina e uma certa quantia de álcali para atingir resistência mecânica (SILVA, 2000).

2.1 - HISTÓRICO

Um grande desenvolvimento tecnológico na área de novos materiais tem sido observado nos últimos anos. Em consequência desse desenvolvimento, bilhões de dólares são investidos anualmente em pesquisas que visam fornecer soluções tecnológicas para que haja a utilização racional dos recursos naturais. Os polímeros, as cerâmicas avançadas e os compósitos são as áreas que apresentam as maiores inovações.

Durante a década de 70, muitos incêndios ocorridos na França levaram o governo a incentivar pesquisas nas áreas de química e de materiais. Na maioria desses incêndios, foi observado que as vítimas fatais não apenas sofriam queimaduras como também se intoxicavam pelos gases emitidos durante a combustão dos materiais. Os resultados da análise feita pela perícia técnica indicavam para o fato de que algumas estruturas antigas permaneciam intactas após incêndios, enquanto as modernas entravam em colapso. Na Europa existem muitas edificações reformadas e ampliadas aproveitando estruturas antigas, algumas com mais de 700 anos.

Devido a essa situação, Joseph Davidovits, um químico francês, resolveu estudar essas estruturas antigas, assim como a composição e as propriedades químicas das construções do Egito antigo, com o objetivo de entender a origem da excelente durabilidade apresentada.

As pirâmides do Egito têm resistido ao tempo por séculos. Tal fato tem impressionado tanto pesquisadores quanto curiosos. Além disso, um detalhe que há tempos vêm intrigando a comunidade científica é como os egípcios ergueram monumentos tão grandes e pesados com técnicas e conhecimentos tão restritos como os da época (KEVIN *et al.*, 1993).

Khufu, Khafra e Menkaure (Figura 2.1), as grandes pirâmides de Gizé no Egito são evidências claras desse fato. A maior das três, Khufu, contém aproximadamente 2.300.000 blocos (EDWARDS, 1970).

Existem várias teorias que relatam a exata origem das pirâmides. A idéia mais aceita que aparece nos registros históricos é que os blocos de pedra calcária pesando

de 2,5 a 16 toneladas foram trabalhados em jazidas locais e então levados para o lugar onde foram construídas as pirâmides. As irregularidades sobre as pedras e a localização das jazidas sugerem de fato, que as pedras eram transformadas e em seguida separadas de acordo com o tamanho (MENDELSSOHN,1974), além de haver várias evidências da existência de rampas próximas de algumas das pirâmides, as quais foram usadas para mover os blocos.



Figura 2.1 - Pirâmides de Gizé, Egito (www.nationalgeographic.com).

Porém, Joseph Davidovits tem avançado nas conclusões da teoria de que as grandes pirâmides do Egito, erguidas há 4500 anos atrás, foram feitas de cimento geopolimérico. Com base em estudos mineralógicos e químicos, ficou constatado que os blocos são de concreto feitos a partir da mistura de pedregulhos de calcário caulinítico oriundos de Gizé (CaCO_3), misturados com cal [$\text{Ca}(\text{OH})_2$], barrilha (Na_2CO_3) e água, não sendo de pedra calcária natural como se pensava. De acordo com as análises, as pedras calcárias naturais são compostas por folhas ordenadas de forma paralela entre si, ou seja, em camadas sedimentares. Porém, nos blocos das pirâmides as camadas são orientadas aleatoriamente, como ocorre quando pedras de calcário são colocadas dentro do concreto.

A interpretação registrada nas publicações de Davidovits é que os egípcios pegavam pedras calcárias e calcinavam para transformá-las em cal. Para isso eles adicionavam silte das margens do rio Nilo, que continha natrão ($\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot 10 \text{H}_2\text{O}$) e 60% de alumínio. Uma vez adicionada a água, o hidróxido de cálcio então formado

reagia com o natrão e o óxido de alumínio para formar o aluminato de sódio-cálcio-magnésio. Em seguida, Chrysocola $[Cu_{2-x}Si_2O_5(OH)_3 \cdot xH_2O]$ era adicionado para criar um aluminossilicato, o qual então podia ser classificado como um cimento geopolimérico rudimentar. Olivinita $[Cu_2AsO_4(OH)]$ ou Scorodita $(FeAsO_4 \cdot 2H_2O)$ eram também adicionadas para acelerar o tempo de pega desse cimento.

Estudos de difração de raios X de amostras retiradas dos blocos das pirâmides indicaram que a calcita ($CaCO_3$) é a fase cristalina predominante. Entretanto, um material amorfo composto por silicatos e aluminossilicatos complexos e um material criptocristalino acompanhavam a estrutura (DAVIDOVITS, 1987).

Estes compostos também foram detectados em amostras de antigas estruturas existentes na Grécia, Cyprus e Itália, algumas com quase 9000 anos de idade. A impressionante durabilidade dessas estruturas está provavelmente relacionada com a existência de tais compostos.

Trabalhos publicados por CAMPBELL e FOLK (1991) discordam fortemente dos resultados de Davidovits, pois resultados químicos e geológicos contradizem a idéia de que os egípcios usaram cimento e não pedra calcária na construção das pirâmides.

Na verdade são diversas as teorias, que muitas vezes são divergentes, mas, um ponto é comum entre elas: o fato de que o cimento geopolimérico é um material que apresenta grandes qualidades, tanto mecânicas quanto físicas, e que pode sim ser um material de uso em grande escala num futuro bem próximo.

2.2 - RECURSOS MATERIAIS PARA PRODUTOS GEOPOLIMÉRICOS

Os geopolímeros são uma nova família de materiais à base de óxido-aluminossilicatos polimerizados, obtidos por um processo semelhante àquele empregado na síntese de zeólitas cristalinas. O processo consiste na polimerização hidrotérmica em ambiente altamente alcalino (DAVIDOVITS, 1987).

Dependendo da relação Si/Al, é possível obter produtos com diferentes características. Um arranjo tridimensional (Figura 2.2) com ligações cruzadas é formado

quando a relação Si/Al é igual ou superior a 3. O geopolímero com essas relações atômicas é chamado polissiloxossilato ou PSS.

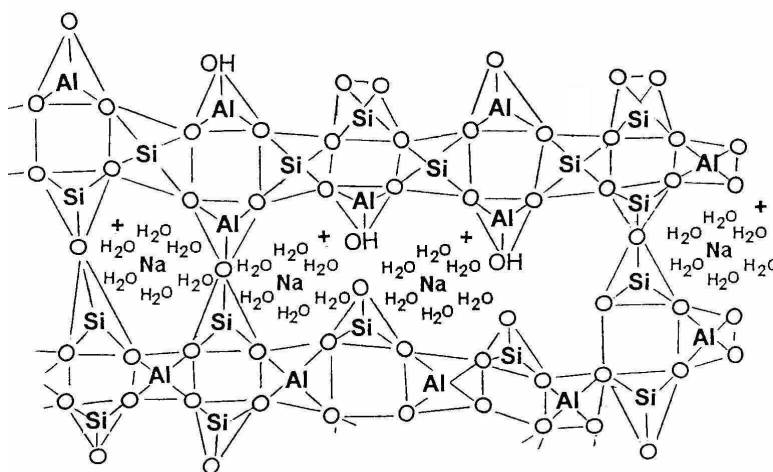


Figura 2.2 – Estrutura tridimensional do cimento geopolimérico (DAVIDOVITS, 1994).

Os geopolímeros são formados por cadeias ou anéis com Si^{4+} e Al^{3+} em número de coordenação IV com o oxigênio, apresentando composição química similar à das zeólitas, mas com estrutura variando de amorfa a semi-cristalina.

As diferentes formas de síntese dos geopolímeros são baseadas nas composições molares entre os compostos reagentes, que influenciam diretamente nas propriedades do produto final. A maioria dos resíduos, tais como cinza volante e escória de alto-forno contém quantidades suficientes de alumínio reativo e sílica que podem ser usados como fonte de materiais para reações de geopolimerização. Em pesquisas anteriores, muitos materiais contendo Al-Si como, por exemplo, resíduos da construção civil, pozolanas, escórias de alto-forno e argilas (caulim e metacaulim) foram estudados (JAARSVELD *et al.*, 2002). Todavia, a maioria destes estudos tem usado esses materiais de forma arbitrária, ou seja, sem consideração da mineralogia dos minerais. É importante ressaltar que a interrelação entre mineralogia e reatividade dos minerais é

extremamente complexa. A escolha dos recursos naturais para a fabricação dos geopolímeros depende de fatores tais como disponibilidade, custo, tipo de aplicação.

Um exame detalhado dos recursos geológicos na Europa e nos Estados Unidos mostra que há quantidades abundantes desses recursos naturais (alumina e sílica) disponíveis e, também, análises realizadas revelam a viabilidade de se obter cimento geopolimérico com estes materiais (www.geopolymer.org).

Desde 1972, DAVIDOVITS (1988) tem trabalhado como o caulim e com os álcalis (NaOH, KOH) para produzir geopolímeros. A tecnologia para fazer os geopolímeros foi publicada em várias patentes emitidas nas aplicações do "SILIFACE-Process". Mais tarde, DAVIDOVITS (1998) introduziu também em seus estudos um caulim puro calcinado chamado KANDOXI (**KA**olinite, **N**acrite, **D**ickite **OX**ide) aos quais era calcinado a 750°C durante 6 horas. Este material calcinado, tanto quanto outros materiais calcinados, apresentou melhor desempenho na produção dos geopolímeros quando comparados aos recursos em seu estado natural.

Os mecanismos químicos responsáveis para a dissolução e reações de formação de gel em sistemas geopoliméricos ainda são desconhecidos. Porém, é aparente que em muitos casos onde materiais como cinzas volantes e argilas são usados, a dissolução dos materiais não é completada antes que a estrutura endurecida seja formada.

É razoável assumir que o tipo e a natureza dos materiais usados afetam diretamente as propriedades físicas e químicas finais de um geopolímero derivado de resíduos.

2.3 - ÁREAS DE APLICAÇÃO DOS GEOPOLÍMEROS

Segundo DAVIDOVITS (1988), os materiais geopoliméricos têm uma grande escala de aplicação no campo das indústrias automobilística e aeronáutica, bem como na metalurgia e na construção civil. O tipo de aplicação dos materiais geopoliméricos é determinado pela estrutura química, ou seja, pela razão atômica Si:Al. De acordo com

DAVIDOVITS (1999), os tipos de aplicação dos geopolímeros podem ser classificados segundo a relação Si:Al (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Aplicações dos materiais geopoliméricos baseado na relação Si:Al.

Relação Si:Al	Aplicações
1	Tijolos Cerâmica Proteção contra o fogo
2	Cimentos e concretos com baixo CO ₂ Retenção de resíduos tóxicos
3	Compósitos resistentes ao aquecimento (200°C a 1000 °C) Equipamentos de fundição
>3	Aditivos (colas) para a indústria (200°C a 600°C) Equipamentos para indústria aeronáutica
20 - 35	Fibras e compósitos resistentes ao fogo

Um das potenciais aplicações dos materiais geopoliméricos é na administração dos resíduos tóxicos. Materiais zeolíticos são conhecidos por sua habilidade de absorver resíduos químicos tóxicos. Os geopolímeros têm comportamento similar às zeólitas. Eles imobilizam os elementos tóxicos na matriz geopolimérica, onde o aglomerante atua convertendo o resíduo semi-sólido em um adesivo sólido. Os elementos tóxicos presentes nos resíduos misturados com geopolímeros são retidos no interior da estrutura tridimensional da matriz geopolimérica (Figura 2.3).

É possível verificar que todos os elementos tóxicos são quase que completamente retirados do solo contaminado, exceto o cromo e o magnésio que são retidos com mais dificuldade pela estrutura geopolimérica.

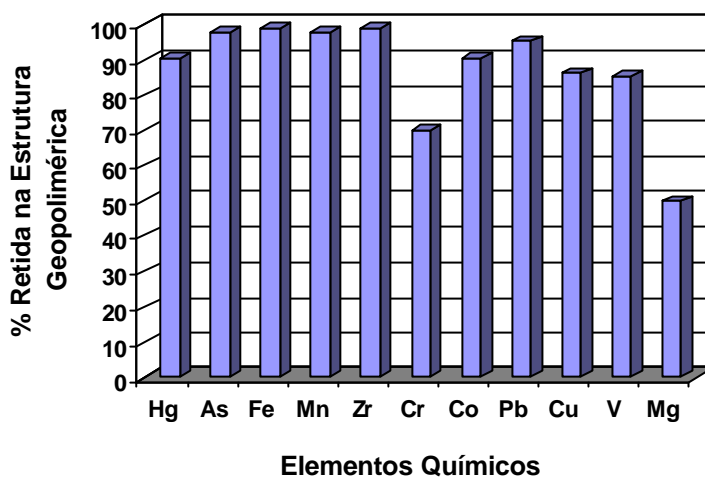


Figura 2.3 - Porcentagem de elementos químicos tóxicos retidos na matriz geopolimérica (Adaptado de DAVIDOVITS, 1994).

Outra aplicação do geopolímero é no reforço em estruturas de concreto armado. BALAGURU *et al.*, (1997) relatou em seus estudos os resultados da investigação do uso de geopolímeros em vigas de concreto armado. Ficou comprovado que o geopolímero apresentava excelente adesão à superfície do concreto, além disso, observou-se que esse material apresentava características de resistência ao fogo, à degradação sob a ação de raios UV e era quimicamente compatível com o concreto.

2.4 - PROPRIEDADES DOS GEOPOLÍMEROS

Estudos anteriores (DAVIDOVITS, 1998; BAKHAREV, 2005; SONG *et al.*, 2005; COMRIE *et al.*, 1988; MALONE *et al.*, 1985) mostram os excelentes resultados obtidos pelos materiais geopoliméricos no que diz respeito à alta resistência inicial, baixa

retração, resistência a sulfatos, a ácidos e a corrosão, bem como, a resistência ao fogo e o fato de não apresentar reação álcali-agregado.

2.4.1 - Propriedades Mecânicas

O concreto é considerado o material de construção mais utilizado no mundo. Este fato pode ser explicado pela facilidade de fabricação, pela possibilidade do uso de materiais locais e pela grande variedade de formas e dimensões em que pode ser moldado. O uso do concreto como material estrutural é possivelmente favorecido pelas suas propriedades mecânicas, principalmente a resistência à compressão, que é uma propriedade fundamental de caracterização, na qual possibilita ser analisada como referência para a sua classificação.

Porém, com a necessidade de promover melhorias na qualidade do concreto, dois aspectos importantes devem ser levados em consideração:

- No que diz respeito à resistência mecânica, o concreto tem suas limitações quando comparado com o aço;
- A necessidade de superar o rápido envelhecimento das estruturas de concreto armado, decorrente da ação dos processos intempéricos e inerentes ao próprio material (carbonatação do concreto, oxidação das armaduras e infiltração de água nos capilares).

Dessa forma, o avanço na tecnologia do concreto teve como principal ênfase o desenvolvimento de novos materiais e componentes que resultaram no aumento da resistência mecânica e melhoria do desempenho dos concretos para que os mesmos se adequassem aos novos requisitos de durabilidade das estruturas de concreto. Neste contexto, surgiram os concretos de alto desempenho, CAD (ALVES *et al.*, 2004).

Na Tabela 2.2 são apresentados algumas aplicações em construções realizadas em diversas partes do mundo com o uso do concreto de alto desempenho, com o objetivo de melhorar e inserir as excelentes propriedades desse material às obras.

Tabela 2.2 - Estruturas feitas com concreto de alto desempenho. Propriedades melhoradas (MALIER, 1991).

Tipo de Estrutura	Propriedades Melhoradas	Aplicação
Pontes	Trabalhabilidade Durabilidade Resistência Mecânica	Joigny (França) Ch's. du Comtes (França) Sylans (França)
Estruturas Marítimas	Resistência à abrasão Resistência ao impacto Durabilidade Trabalhabilidade	Terre Neuve (Canadá) Terre Adelle (França)
Túneis	Resistência à compressão Resistência inicial Durabilidade	Villejust (França) Canal da Mancha La Baume (França)
Energia Nuclear	Impermeabilidade Resistência mecânica Durabilidade	Civeaux (França)
Drenagem/ Saneamento	Resistência à abrasão Durabilidade Resistência à compressão	Paris (França)
Auto-estradas	Resistência ao impacto Resistência à a brasão	Highway E18 (Noruega) Highway 86 (França)

	Durabilidade(gelo / degelo) Trabalhabilidade	Valerenga (Noruega) Aeroporto de Paris
--	---	---

Dentro dessa classificação de concretos cujo desempenho é superior, nas quais as propriedades de resistência mecânica e durabilidade são melhoradas, tem-se o concreto geopolimérico.

Os concretos de cimento geopoliméricos (CCG) apresentam propriedades físicas, químicas e mecânicas bem similares àquelas apresentadas pelos CAD. Sendo assim, foi realizado um estudo (THOMAZ, 2000) sobre o desempenho mecânico do concreto geopolimérico (PSS) à base de pozolana artificial álcali-ativada de elevada resistência inicial e curado à temperatura ambiente, onde foi feita uma comparação da resistência à compressão deste a partir de um estudo estatístico com mais de 200 diferentes traços de concreto de cimento Portland existentes na literatura. Os resultados de resistência à compressão variaram entre 45 MPa e 60 MPa, bem semelhantes aos resultados encontrados na literatura para concretos de cimento Portland de composição similar.

A Figura 2.4 mostra as resistências à compressão alcançadas, em função da idade, do cimento PSS, do cimento Portland composto (CPIIE-32) e do cimento Portland de alta resistência inicial (ARI). Como pode ser observado, o cimento PSS, quando curado a 65°C por 4 horas, atingiu resistência à compressão da ordem de 45 MPa. Esse mesmo nível de resistência é atingido pelo PSS aos 3 dias de idade, quando curado a temperatura ambiente (22°C). É possível notar que aos 28 dias de idade ambos alcançaram 60 MPa.

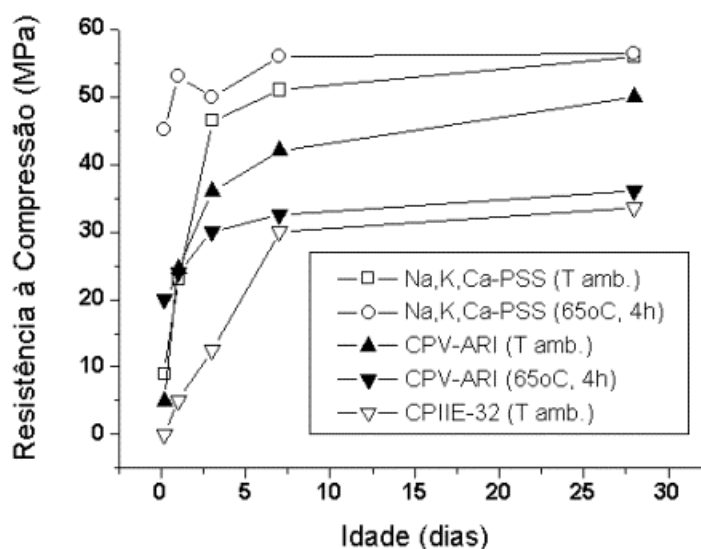


Figura 2.4 - Variação da resistência à compressão da argamassa normal, em função do tempo, do cimento Na,K,Ca-PSS, CPIIE-32 e CPV-ARI (SILVA, 1999)

Outro fator considerado foi a excelente trabalhabilidade apresentada pelo PSS, que atingiu um abatimento da ordem de 110 mm com uma relação água/aglomerante igual a 0,384.

Com base nos resultados obtidos por DAVIDOVITS (1988), os CCG podem endurecer rapidamente em temperatura ambiente e alcançar uma resistência à compressão igual a 20 MPa depois de 4 horas à 20°C e cerca de 70-100MPa após 28 dias. COMRIE *et al.*, (1988) realizou ensaios em argamassa de cimento geopolimérico e relatou que, na maioria dos casos, a resistência à compressão geralmente obtida aos 28 dias foi alcançada pelos corpos de prova durante os dois primeiros dias de cura.

O comportamento mecânico apresentado por vigas e pilares de concreto armado fabricados de cimento geopolimérico podem ser vistos em trabalhos realizados por SUMAJOUW e RANGAN (2006).

2.4.2 - Durabilidade

Nos últimos tempos, a introdução do conceito de durabilidade das estruturas de concreto na fase de projeto faz com que a resistência mecânica do material deixe de

ser a única característica buscada pelos projetistas de estruturas. Quando todas as fases da produção do concreto são conduzidas de forma adequada, o mesmo normalmente apresentará uma vida útil longa. Porém, ainda assim, as falhas nas estruturas de concreto podem ocorrer, em detrimento da durabilidade das mesmas.

A durabilidade de um material, ao contrário do que se pode pensar, não significa vida por tempo indefinido, muito menos suportar qualquer tipo de ação, em ambientes com condições variadas (NEVILLE 1975 *apud* SANTOS e SAVAGE, 2003). Além disso, é preciso que se esclareça que a durabilidade do concreto e da estrutura de concreto armado são mecanismos diferentes, e não necessariamente coincidentes. O primeiro, diz respeito à capacidade do próprio material conservar as propriedades originais por certo período de tempo. Já a segunda, além de depender da primeira, depende ainda de fatores ligados ao projeto e à execução (SANTOS e SAVAGE, 2003).

A estrutura será considerada durável quando desempenhar adequadamente as especificações de projeto, mantendo resistência e utilidade com segurança durante um período de tempo. Este tempo é definido como a vida útil da estrutura e, segundo a NBR 6118 (2003), é aquele período de tempo em que as características originais da estrutura de concreto são mantidas sem que haja necessidade de manutenções e reparos, além daquelas originalmente já estabelecidas.

De acordo com o Comitê do ACI-201.2R (1994), durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração; isto é, o concreto durável conservará sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quanto exposto ao meio ambiente. Em contrapartida, a ASTM E632-81 (1982) define durabilidade de um produto, componente, máquina ou construção, quando em serviço, como a capacidade de manter suas características originais por um período de tempo específico.

De acordo com vários estudos publicados (GOURLEY e JOHNSON, 2005; SONG *et al.*, 2005; BAKHAREV, 2005) o CCG tem revelado melhores resultados de durabilidade com relação aos concretos de cimento Portland (CCP), principalmente quando são expostos em soluções ácidas e/ou alcalinas.

2.5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Grande parte das diversas pesquisas, em campo e em laboratório, realizadas nos últimos anos e com relação ao desempenho mecânico, proporcionam uma melhor compreensão e torna o cimento Portland um dos materiais mais utilizados e versáteis da construção civil. Os resultados desses estudos, também levaram ao desenvolvimento de cimentos especiais.

Diante disso, este capítulo apresentou algumas propriedades físicas e mecânicas de um novo material conhecido como cimento geopolimérico, que é um polímero inorgânico à base de aluminossilicatos que pode ser empregado como aglomerante para concretos e argamassas de alto desempenho, substituindo total ou parcialmente o cimento Portland. Essa substituição é possível, pois os cimentos geopoliméricos possuem vantagens que a permitem, tais como, polimerização rápida, elevada resistência mecânica, química e térmica, boa plasticidade e trabalhabilidade.

Capítulo 3

ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E CONCRETO

Na compressão e na tração antes da fissuração, a armadura e o concreto circunvizinho possuem deformações iguais, então, tem-se a chamada aderência rígida; pois não há deslizamentos. Tão logo haja fissuração do concreto, essas deformações, nas proximidades da fissura, passam a ser diferentes: a armadura alonga-se mais que o concreto. A diferença de alongamentos entre ambos materiais implica na existência de deslizamentos da armadura em relação ao concreto (HAMAD, 1995).

O estudo da aderência entre as barras da armadura e o concreto que as envolve está, portanto, intimamente relacionado com a fissuração. Há na literatura específica muitos trabalhos sobre este tema, onde os problemas são abordados de maneiras diferentes. Pode-se distinguir duas formas de tratamento do problema:

Segundo pesquisadores canadenses e norte-americanos COLLINS e MITCHEL (1986), HSU e BELARBI (1994), não é feita uma consideração direta da lei tensão de aderência em função do deslizamento, mas sim são estabelecidas previamente leis constitutivas do aço e do concreto em termos de deformações médias. Outra forma de abordagem do problema é tratá-lo utilizando a definição de uma lei tensão de aderência em função do deslizamento.

A seguir, serão mostrados alguns aspectos dessa segunda forma de tratamento sugeridos pela lei tensão de aderência-deslizamento.

Pretende-se com este capítulo apresentar conhecimentos básicos, no que se refere à aderência do concreto convencional e até mesmo o concreto de alto desempenho com a armadura, na certeza que estes conhecimentos poderão auxiliar a compreensão da mesma propriedade com o concreto geopolimérico, bem como a interpretação dos resultados de ensaios de arrancamento realizados com este concreto no desenvolvimento desta dissertação.

3.1 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO FENÔMENO DE ADERÊNCIA

Para se chegar a um modelo que represente o comportamento da aderência é necessário conhecer a relação entre a tensão de aderência, que pode ser idealmente descrita como a tensão de cisalhamento na interface aço-concreto, e o deslizamento que se apresenta como o deslocamento relativo entre o concreto e o aço.

Para isso, pode-se apresentar uma curva típica da relação tensão de aderência-deslizamento local (Figura 3.1) obtida a partir de ensaios de arrancamento com deformação controlada (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983, *apud* DUCATTI 1993), para um concreto convencional com uma resistência média à compressão igual a $f_c = 30$ MPa. No início do carregamento, o deslizamento origina-se em parte pela deformação elástica do concreto, sendo que para cargas elevadas o deslizamento é causado pelo esmagamento local do concreto que se localiza entre as nervuras da barra de aço.

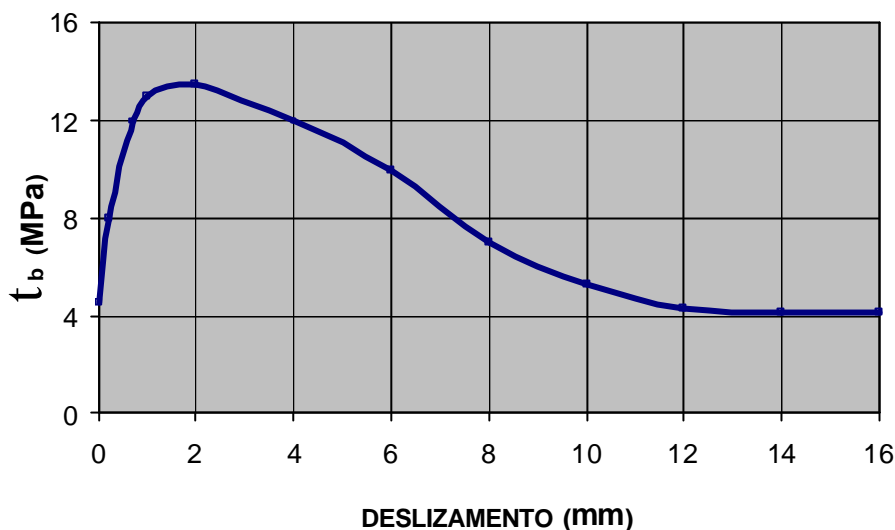


Figura 3.1 - Curva típica da relação tensão de aderência-deslizamento local. (ELIGEHAUSEN *et al.*,1982, *apud* DUCATTI, 1993).

Depois de numerosos ensaios realizados, sabe-se que o fenômeno da aderência aço-concreto é extremamente complexo, devido à quantidade de variáveis envolvidas. Para ilustrar tal afirmação, são citados alguns dos principais parâmetros relacionados que definem as condições de aderência entre o aço e o concreto (ELIGEHAUSEN, 1983):

- a) tipo e diâmetro das barras de aço;
- b) espaçamento entre as barras de aço;
- c) resistência à compressão do concreto que envolve a barra de aço;
- d) velocidade de aplicação de carga na barra de aço;
- e) direção de concretagem em relação ao eixo da barra de aço (FERGUSON, 1966);
- f) retração do concreto;
- g) cobrimento de concreto em torno da barra.

3.2 - PROPOSTAS DE LEIS DE TENSÃO DE ADERÊNCIA - DESLIZAMENTO

Na busca de uma lei tensão de aderência $t_b(x)$ – deslizamento $s(x)$, surgiram inúmeras propostas que, basicamente se diferem pela interpretação que é feita desde o início do deslizamento até a ruptura total da aderência (Tabela 3.1).

Pode-se classificar os tipos das curvas dentre as inúmeras leis (t_b versus s) existentes na literatura em:

a) Quanto à forma geométrica

- Poligonal: representadas por segmentos de retas, caracterizando, desta forma, os domínios da relação $t_b(x)$ versus $s(x)$. (MARTINS, 1989; YANKELEVSKY, 1985; HAWKINS, 1986);
- Polinomial: representadas por um polinômio, cujo grau, depende de quanto se deseja aproximar os pontos obtidos no ensaio (HOUDE, 1973).
- Exponencial: a tensão de aderência, ao longo da barra, é uma função exponencial do deslizamento (SOMAYAJI, 1981).
- Mista: representadas por uma combinação das curvas acima citadas ou outras funções matemáticas (CEB, 1990; ELIGEHAUSEN, 1983; STEVENS, 1991; DEJEAN, 1981; ZHAO, 1987).

b) Quanto ao domínio de aplicação

- Local: leis que se aplicam em apenas um ponto da interface entre o aço e o concreto (MARTINS, 1989; ELIGEHAUSEN, 1983);
- Global: leis que se aplicam ao longo da interface armadura-concreto, como por exemplo, a função trigonométrica apresentada por ZHAO (1987).

c) Quanto ao modo de obtenção

- Empíricas: são aquelas cujos pontos característicos são dados pelos ensaios específicos (HOUDE, 1973);
- Analíticas: são obtidas por meio de vários parâmetros intervenientes do fenômeno, como características geométricas e resistência dos materiais (HAWKINS, 1986).

Tabela 3.1 - Classificação das curvas $t(x)$ versus $s(x)$.

Tipo	Classificação	Exemplos
Geometria	Poligonal	MARTINS, 1989; YANKELEVSKY, 1985; HAWKINS, 1986
	Polinomial	HOUDE, 1973
	Exponencial	SOMAYAJI, 1981; WEBER, 1982
	Mista	CEB, 1990; ELIGEHAUSEN, 1983; STEVENS, 1991; ZHAO, 1987; trigonométrica
Domínio	Local	YANKELEVSKY, 1985; HAWKINS, 1986; MARTINS, 1989; ELIGEHAUSEN, 1983
	Global	ZHAO, 1987; trigonométrica
Obtenção	Empírica	HOUDE, 1973
	Analítica	TASSIOS, 1981; CEB, 1990

3.2.1 - Lei de Aderência Local pelo Modelo Teórico de Tassios

A Figura 3.2 mostra o modelo teórico sugerido por TASSIOS (1979), onde são ilustrados os vários estágios do desenvolvimento das tensões e dos respectivos deslizamentos:

- 0 a t_{bo} – não ocorre deslizamento e diz-se que a aderência entre a armadura e o concreto é de natureza química (adesão);
- t_{bA} – para esta tensão são registradas as primeiras fissuras internas, referidas como fissuras transversais, diagonais ou de aderência, as quais modificam a reação do concreto ao carregamento: a rigidez da ligação é diminuída, o que se nota pela inclinação da curva nesse intervalo;
- t_{bA} a t_{bB} – à medida que a tensão passa por t_{bA} e continua a aumentar, podem aparecer logo após ou simultaneamente, as fissuras de fendilhamento (fissuras longitudinais);

- t_{bB} – nesse nível de tensão as barras lisas são perfeitamente arrancadas deixando um orifício praticamente intacto e as barras nervuradas rompem o concreto por fendilhamento quando não há confinamento, ou tem o deslizamento crescente a uma taxa muito mais acelerada para tensões crescentes acima de t_{bB} ;
- t_{bB} a t_{bC} – para este estágio de tensões as barras nervuradas continuam apresentando deslizamento crescente devido ao confinamento e esmagamento do concreto localizado entre as nervuras;
- t_{bC} – pode acontecer o arrancamento das barras nervuradas pela fricção do concreto entre as nervuras e o deslizamento é impedido apenas pelo atrito concreto-concreto até o estágio final de tensão residual (t_{br}).

A tensão t_{bC} é referida geralmente como tensão máxima de aderência ($t_{bmáx}$) e o atrito do concreto entre as nervuras como fissuras de cisalhamento.

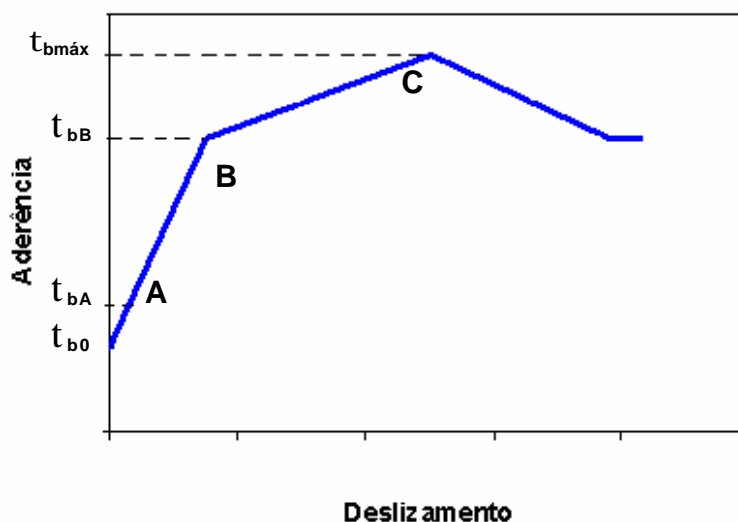


Figura 3.2 - Modelo teórico da curva de aderência (Adaptado de TASSIOS, 1979).

3.2.1.1 - Tensões de Aderência antes do Carregamento

A tensão de aderência antes do carregamento origina-se da seguinte forma:

a) penetração dos componentes dissolvidos da pasta de cimento nas camadas de óxido do aço, provocando um engrenamento físico-químico dos dois materiais (MARTIN *apud* DUCATTI, 1993);

b) intertravamento da pasta de cimento com as irregularidades da superfície da barra, com aproximadamente 30 μm de largura (REHM, 1961), assim como o engrenamento da argamassa com as nervuras;

c) durante a moldagem, dependendo da posição das barras, a exsudação e a sedimentação do concreto fresco afetam a aderência (FERGUSON, 1966);

d) a própria retração do concreto cria tensões de compressão (σ_{y0}) normais à superfície lateral da barra. Para uma retração de 3×10^{-4} , foram encontrados valores de σ_{y0} da ordem de 0,5 MPa (LUTZ e GERGELY, 1967).

3.2.1.2 - Tensão na Barra antes da Fissuração Transversal do Concreto

No estágio inicial de carregamento na curva teórica apresentada na Figura 3.2 (trecho 0 a t_{bA}), chega-se a deslizamentos muito pequenos, quase nulos, antes de se alcançar o nível $t_{b0} \cong 0,6$ MPa de aderência entre o aço e o concreto.

No carregamento posterior haverá o engrenamento mecânico da pasta com a superfície das barras lisas e também da argamassa com as nervuras das barras.

Com o aumento das tensões induzidas no concreto que envolve as barras de aço, torna-se possível o aparecimento das primeiras fissuras internas. Uma vez iniciada a fissuração transversal ao eixo da barra, a resposta subsequente do concreto (trecho $t_{bA} - t_{bB}$) será de deslizamentos maiores para incrementos de t_b , conseqüentemente diminuindo a rigidez da ligação aço-concreto.

3.2.1.3 - Tensão na Barra de Aço após a Primeira Fissuração

Logo após o aparecimento das fissuras transversais, ocorrem as fissuras de fendilhamento. Essas fissuras se propagam de forma radial e longitudinal com o acréscimo de carregamento, porém, mesmo assim, o concreto circunvizinho ainda é capaz de obter mecanismos para o desenvolvimento de aderência. Este mecanismo é mostrado na Figura 3.3.

Nos casos em que são empregadas barras lisas, um dos mecanismos que pode ser citado é o de cisalhamento por meio da engrenagem mecânica nas irregularidades da superfície da barra. Porém, nesse mecanismo deve-se ressaltar o enfraquecimento do concreto que envolve a barra após as fissuras que se iniciaram no nível de tensão t_{bA} . Outro problema relacionado ao mecanismo está no fato de que após a microfissuração diagonal, tensões radiais constantes ($\sigma_y = t_b$) aparecem na interface.

Em contrapartida, caso tenham ocorrido deslizamentos relativamente maiores que ocasionem a destruição parcial do engrenamento, entra em ação uma componente de atrito. Esse atrito é capaz de substituir, parcialmente, a parcela perdida da transferência de engrenamento das tensões de aderência, mesmo quando são utilizadas barras lisas.

Para os casos com barras nervuradas, as saliências nas barras aplicam tensões de cisalhamento por meio de um mecanismo similar, porém, de maneira mais expressiva. O que se espera nesse caso é que a interação dessas nervuras com o concreto não seja perdida. Conseqüentemente, se houver um fendilhamento generalizado, o estágio de aderência poderá ser arruinado.

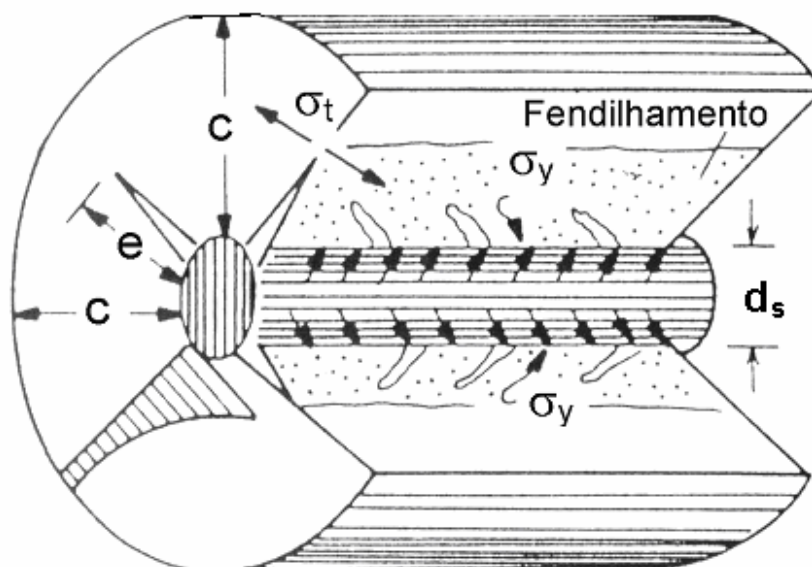


Figura 3.3 - Tensões de fendilhamento após as fissurações transversal e longitudinal (TEPFERS, 1979).

onde,

d_s = diâmetro da barra de aço;

σ_y = tensão radial no concreto em torno da barra de aço que está sendo arrancada;

σ_t = tensão tangencial no concreto em torno da barra de arrancamento;

c = cobrimento de concreto;

e = raio da parte do cilindro de concreto não fissurado (TEPFERS, 1979).

3.2.1.4 - Carregamento das Barras até a Ruptura da Aderência

O principal mecanismo remanescente nesta fase de carregamento é a engrenagem com as nervuras da barra, aliada a considerável destruição do concreto que a envolve. O estágio final de perda de aderência é mostrado na Figura 3.4, na qual a área de concreto, entre as fissuras transversais consecutivas, é carregada por uma tensão de compressão aproximadamente igual a $2 \cdot t_{bm\acute{a}x}$. Pode-se observar também que

essas áreas de concreto são isoladas pelas fissuras longitudinais (fendilhamento) e que a partir de então são carregadas sob compressão, apesar de ainda haver algum cisalhamento. Devido a este fato, TASSIOS (1979) considera a relação da resistência à compressão da seguinte maneira:

$$s_c (\cong 2 \cdot t_{\text{máx}}) = \frac{2}{3} \cdot f_c \quad (3.1)$$

$$t_{\text{máx}} = \frac{f_c}{3} \quad (3.2)$$

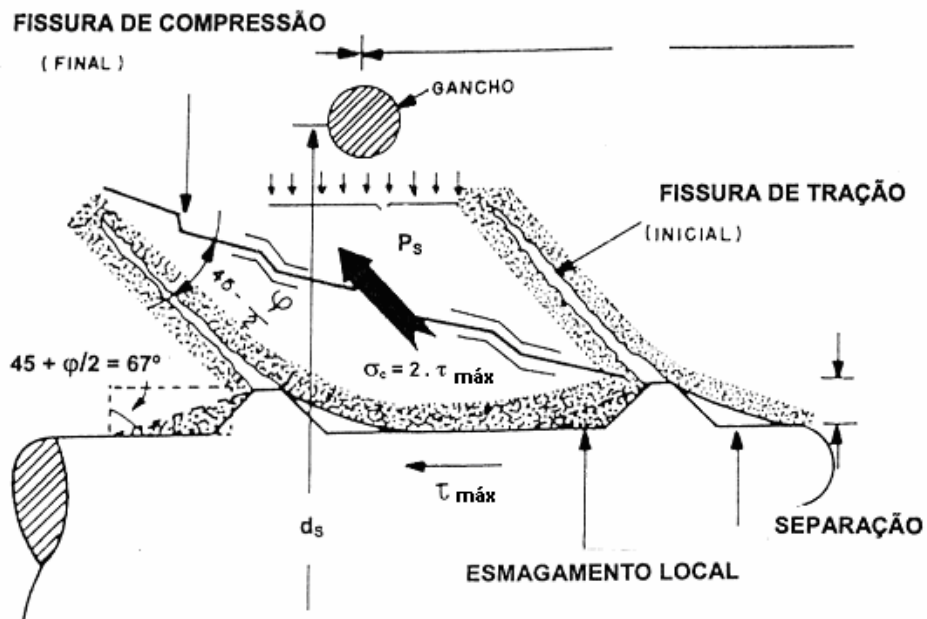


Figura 3.4 - Estágio de ruptura na aderência (TASSIOS, 1979).

onde,

d_s = diâmetro da espiral da armadura de confinamento;

P_s = tensão lateral exercida sobre o concreto pela armadura de confinamento;

φ = coeficiente de atrito concreto-aço;

σ_c = tensão de compressão no concreto.

3.2.1.5 - Coeficiente de Atrito

Após o último estágio que corresponde à ruptura da aderência, o único mecanismo remanescente para manter um mínimo de aderência é o atrito.

Os valores dos coeficientes de atrito entre o concreto e barras lisas estão entre 0,15 e 0,50, sendo praticamente centrados em torno dos limites 0,20 e 0,40 para um deslizamento igual a 3 mm (SOROUSHIAN e CHOI, 1989; SORETZ e HOLZENBEIN, 1979). Para barras nervuradas e deslizamentos da ordem de 0,05 a 0,15 mm é apresentado por meios de dados experimentais valores de ϕ iguais a 0,26, 0,30 e 0,55.

Em se tratando de coeficiente de atrito entre concreto-concreto (μ), há relatado na literatura (TASSIOS e TSOUKANTAS, 1978), vários resultados de ensaios que conduziram a coeficientes altos que variaram de 1,0 a 3,0, válidos para tensões normais abaixo de 1 MPa.

3.2.1.6 - Resistência Residual de Aderência

Após a aderência ter alcançado o seu valor máximo ela sofre uma grande redução para deslizamentos maiores que o correspondente à tensão $t_{b\text{máx}}$. Como ocorre para todos os ramos descendentes das curvas tensão-deformação, a resistência residual t_{br} também revela um nível de incerteza sobre seu valor.

Contudo, procura-se ao longo das pesquisas realizadas sobre o assunto, descrever o mecanismo que gera esta aderência residual (resistência de cisalhamento) para deslizamentos maiores, considerando nesta suposição que o fendilhamento não conduza a uma completa desintegração do concreto que envolve a barra.

Segundo TASSIOS (1979), após um considerável deslizamento pode-se admitir que as irregularidades são desbastadas e o atrito volta para o seu valor mínimo ϕ de aproximadamente 0,15, válido para barras lisas de aço.

3.2.2 - Lei Tensão de Aderência-Deslizamento pelo MODEL CODE CEB/FIP (1990)

O modelo proposto pelo CEB/FIP (1990) baseia-se na solução de equações que apresentam relações entre o deslizamento e a tensão de aderência. Tais relações pressupõem o conhecimento da lei constitutiva $t_b(s)$, bem como as condições de contorno de cada problema. Esta lei está representada na Figura 3.5.

Segundo o CEB/FIP MODEL CODE (1990), o ramo ascendente da curva $t_b(s)$ refere-se ao estágio em que as nervuras das barras penetram na matriz da argamassa, caracterizado por esmagamento local e microfissuração do concreto circunvizinho. O ramo horizontal apenas ocorre para os concretos confinados e se deve a esmagamentos em fase avançada e ao cisalhamento do concreto entre as nervuras. O ramo linear descendente deve-se a redução da resistência de aderência por fissuras ao longo da barra; e o ramo horizontal subsequente representa a capacidade residual de aderência, mantida pela existência da armadura transversal mínima.

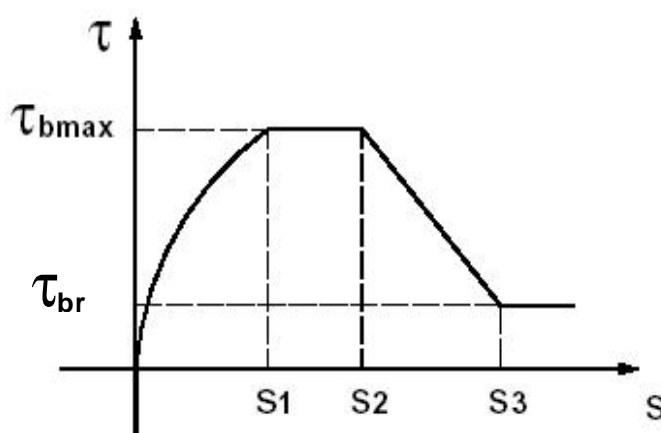


Figura 3.5 - Relação analítica entre tensão de aderência e deslizamento (CEB/FIP MODEL CODE 1990).

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 as seguintes equações:

$$t_b = t_{bmax} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq s \leq s_1 \quad (3.3)$$

$$t_b = t_{bmax} \quad \text{para } s_1 \leq s \leq s_2 \quad (3.4)$$

$$t_b = t_{bmax} - (t_{bmax} - t_{br}) \cdot \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2}\right) \quad \text{para } s_2 \leq s \leq s_3 \quad (3.5)$$

$$t_b = t_{br} \quad \text{para } s \geq s_3 \quad (3.6)$$

A definição dos parâmetros destas equações estão resumidos na Tabela 3.2. Nesta Tabela tem-se f_c em MPa e o expoente α constante. Os parâmetros são valores médios e pressupõem barras nervuradas. Para barras com área relativa de nervura $A_{sr} > A_{sr,min}$ a tensão de aderência t_{bmax} aumenta e o valor do deslizamento característico diminui. Entretanto, esta influência não é considerada.

Em geral, todos valores dados na Tabela 3.2 são válidos para as barras de armadura que estão a uma distância $d_x > 5 \cdot d_s$ da fissura.

Para aquelas partes da barra de armadura que estiverem a uma distância $d_x < 5 \cdot d_s$ da fissura transversal mais próxima, a tensão de aderência (t_b) e o deslizamento (s) devem ser reduzidos pelo seguinte fator:

$$\beta_d = 0,2 \cdot \frac{d}{d_s} \leq 1 \quad (3.7)$$

onde d_x é a distância ($< 5 \cdot d_s$) medida a partir da fissura até o ponto considerado.

Normalmente essa dimensão costuma ser inferior a 5 vezes o diâmetro da barra, para que se considere a distribuição uniforme de tensão de cisalhamento no perímetro da barra ancorada.

Tabela 3.2 - Parâmetros para definição da relação tensão de aderência-deslizamento em barras nervuradas CEB-FIP MODEL CODE (1990)

	(2)	(3)	(4)	(5)
	CONCRETO NÃO CONFINADO		CONCRETO CONFINADO	
	Condições de aderência		Condições de aderência	
	BOAS	DEMAIS CASOS	BOAS	DEMAIS CASOS
s_1	0,6mm	0,6 mm	1,0 mm	
s_2	0,6mm	0,6 mm	3,0 mm	
s_3	1,0mm	2,5 mm	Espaço entre as nervuras	
a	0,4		0,4	
t_{bmax}	$2,0 \cdot f_{ck}^{1/2}$	$1,0 \cdot f_{ck}^{1/2}$	$2,5 \cdot f_{ck}^{1/2}$	$1,25 \cdot f_{ck}^{1/2}$
t_{br}	$0,15 \cdot t_{bmax}$		$0,40 \cdot t_{bmax}$	

As colunas 2 e 3 da Tabela 3.2 fornecem valores que são válidos para um cobrimento de concreto $c = 1 \cdot d_s$, e uma armadura transversal mínima:

$$A_{st,min} = 0,25 \cdot n \cdot A_s \quad (3.8)$$

onde,

A_{st} = área dos estribos (duas pernas) no comprimento igual ao comprimento de ancoragem

n = número de barras envolvidas pelos estribos

A_s = área da seção transversal de uma barra

Os valores das colunas 4 e 5 da Tabela 3.2 são válidos para a situação em que o concreto esteja perfeitamente confinado, isto é, apresentando um cobrimento do concreto de $c \geq 5 \cdot d_s$, espaçamento entre as barras $> 10 \cdot d_s$ ou armadura transversal regularmente espaçada. Deve apresentar também uma elevada tensão de confinamento ($p \geq 7,5$ MPa como tensão transversal média sob carga de projeto).

Os parâmetros apresentados na Tabela 3.3 são válidos para barras lisas de armadura em concretos confinados ou não e são influenciados pelos fatores rugosidade da superfície das barras, condições de aderência e resistência à compressão do concreto.

Tabela 3.3 - Parâmetros para definição da relação tensão de aderência-deslizamento para barras lisas CEB/FIP MODEL CODE (1990)

	Fios treilados à frio		Barras laminadas à quente	
	Condições de Aderência		Condições de Aderência	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
$s_1 = s_2 = s_3$ (mm)	0,01		0,1	
a	0,5		0,5	
$t_{bmax} = t_{br}$	$0,10 \cdot f_c^{1/2}$	$0,05 \cdot f_c^{1/2}$	$0,30 \cdot f_c^{1/2}$	$0,15 \cdot f_c^{1/2}$

As tabelas 3.2 e 3.3 são aplicáveis apenas nos estados de carregamento nos quais o concreto não está sob a ação da tração lateral.

Os parâmetros dados nas Tabelas 3.2 e 3.3 são valores médios. Deve ser lembrado que, a dispersão entre diferentes séries de ensaios é considerável, especialmente para os valores nas quais os deslizamentos são pequenos. Para um determinado valor de deslizamento, o coeficiente de variação das tensões pode chegar aproximadamente a 30%. A dispersão é devido ao uso de diferentes corpos de prova nos ensaios, o que ocasiona diferentes estados de tensão no concreto ao redor da barra de armadura, às diferentes técnicas de medidas e às diferentes velocidades de

carregamento e de deformação. A heterogeneidade do concreto e a geometria das barras da armadura (diâmetro, área relativa de nervuras) têm também influência na relação $t_b - s$.

Estas equações podem ser consideradas no ensaio de arrancamento de barras de aço em concretos a fim de se obter o comprimento de ancoragem reta L_b (Figura 3.6), e a tensão de aderência média $t_{b,m}$ pela seguinte equação:

$$L_b = \frac{d_s \cdot f_y}{4 \cdot t_{b,m}} \quad (3.9)$$

onde,

f_y = tensão de escoamento do aço.

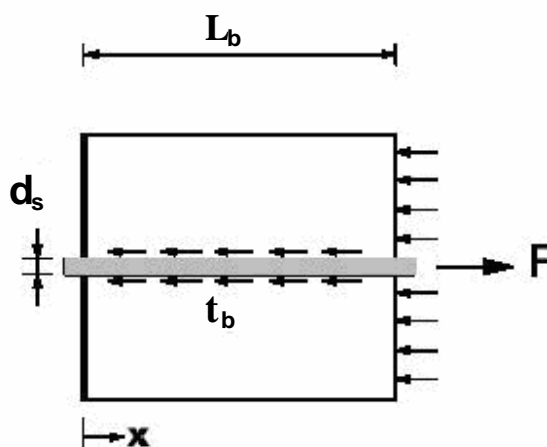


Figura 3.6 - Comprimento de ancoragem reta (CEB/FIP MODEL CODE, 1990).

3.2.3 - Tensão de aderência segundo a NBR 6118 (2003)

A expressão para o cálculo da tensão de aderência segundo a norma brasileira NBR 6118 (2003), é a seguinte:

$$t_b = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (3.10)$$

onde:

$$f_{ctd} = f_{ctk, inf} / \gamma_c$$

f_{ctd} = resistência de cálculo do concreto à tração direta;

η_1 = 2,25 para barras nervuradas;

η_2 = 1,0 para situações de boa aderência;

η_2 = 0,7 para situações de má aderência;

η_3 = 1,0 para $\phi < 32$ mm;

η_3 = $(1,32 - \phi)/100$, para $\phi > 32$ mm, sendo ϕ = diâmetro da barra.

A norma em questão considera como zonas em boa situação quanto à aderência, os trechos das barras ancoradas que estejam em uma das seguintes posições:

a) inclinação maior que 45° sobre a horizontal;

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

- para elementos estruturais com $h < 60$ cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
- para elementos estruturais com $h > 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

Nos demais casos e em elementos estruturais nos quais são usadas formas deslizantes, as barras devem ser consideradas em má situação quanto à aderência.

3.3 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE BARRA DE ARMADURA NA ADERÊNCIA

As barras de aço nervuradas apresentam melhor desempenho no concreto armado devido às nervuras formadas pela laminação em sua extensão. As nervuras são de dois tipos conforme sua posição em relação ao eixo barra:

- a) Longitudinais ou longas – paralelas ao eixo das barras cilíndricas;
- b) Transversais ou curtas – inclinadas em relação ao mesmo eixo.

As nervuras longitudinais, em número mínimo de duas diametralmente opostas, têm a função de impedir o giro das barras por torção. Nas barras deformadas por torção essas nervuras trabalham de forma helicoidal. As nervuras transversais têm a função de promover a aderência entre o aço e o concreto por meio do efeito cisalhamento-aderência. É possível uma grande combinação entre forma, inclinação e espaçamento das nervuras curtas sobre uma barra, o que torna o problema da aderência bastante discutível em nível técnico-econômico.

Dependendo da conformação superficial da barra poderá haver o rompimento brusco do concreto por fendilhamento ou arrancamento simples da barra por cisalhamento do concreto. Uma barra com forma, tamanho e inclinação desfavoráveis das nervuras curtas poderá sofrer ruptura frágil no momento em que a barra é dobrada ou após algum tempo de envelhecimento. Sendo assim, atender a todos requisitos pode resultar em uma elevação do custo do produto não só pela conformação superficial das barras, mas também pela necessidade de mudança na composição química do aço.

Para garantir a boa atuação das barras da armadura no concreto armado as normas internacionais prescrevem parâmetros geométricos simples como a forma e dimensões das nervuras, ângulo de inclinação de suas faces e seu eixo em relação ao comprimento da barra, espaçamento entre elas, e até mesmo parâmetros compostos como “área relativa de nervura” (Equação 3.11) de grande aceitação nos países europeus.

$$A_{sr} = \frac{k \cdot A_{sl} \cdot \text{sen } \mathbf{b}}{\mathbf{p} \cdot d_s \cdot a_t} + \frac{i \cdot a_l}{j \cdot d_s} \quad (3.11)$$

onde,

-
- A_{s1} = área da seção longitudinal de uma nervura;
 β = ângulo de inclinação do eixo da nervura;
 d_s = diâmetro nominal da barra;
 $j \cdot d_s$ = comprimento da nervura helicoidal;
 k = número de nervuras transversais em torno da barra;
 a_t = distância entre as nervuras transversais;
 i = número de nervuras longitudinais;
 a_1 = altura das nervuras longitudinais.

O segundo termo da equação é válido somente para aços deformados a frio por torção e não deve exceder o valor de 0,022. As características geométricas devem ser medidas com precisão de 0,01 mm.

No Brasil, as exigências para a configuração geométrica das armaduras de concreto armado estão contidas na especificação NBR 7480 (1985), e a medida da eficiência da aderência pelo método de ensaio NBR 7477, ABNT (1982).

3.3.1 - Altura das Nervuras

Foi constatado (MARTIN *et al.*, 1981), por um grande número de ensaios, que quando se aumenta o parâmetro A_{sr} (área relativa da nervura) a resistência e a rigidez de aderência se tornam cada vez mais frágeis, isto é, a carga última é alcançada para deslizamentos cada vez menores entre o aço e o concreto. Também a capacidade de fendilhamento do concreto aumenta com o crescimento da área específica da nervura. Valores de A_{sr} entre 0,05 e 0,08 provaram ser satisfatórios do ponto de vista da aderência e capacidade de fendilhamento.

A redução na altura das nervuras acompanhada de um aumento no espaçamento entre elas, de modo a manter fixo o valor de A_{sr} , mostrou ser vantajosa do ponto de vista da resistência do concreto uma vez que o risco de fendilhamento por fissuras longitudinais fica reduzido (SORETZ e HÖLZENBEIN, 1979; REHM, 1961).

3.3.2 - Inclinação das Nervuras

Vários ensaios realizados com diferentes modelos de barras nervuradas (SORETZ e HÖLZENBEIN, 1979), inclusive ensaios de torção, na qual os ângulos de inclinação das nervuras variaram de 45° a 90° em relação ao eixo da barra, mostrou que com o aumento destes ângulos a aderência melhorou levemente, porém a flexibilidade, capacidade de dobramento das barras, decresceu rapidamente.

3.3.3 - Seção Transversal das Nervuras

Na prática, a forma usual das nervuras das barras de aço é trapezoidal. Geralmente busca-se um ângulo de inclinação suave das faces das nervuras trapezoidais para justificar menor risco de fendilhamento do concreto.

Variando a seção transversal da nervura de um retângulo a um trapézio com face inclinada de 45% (SORETZ e HÖLZENBEIN, 1979), não foram registradas mudanças importantes nas características de aderência. Usando barras com nervuras de seção transversal triangular foi notada apenas uma leve modificação na curva de aderência. O efeito de fendilhamento não foi influenciado em nenhuma das situações. Em contrapartida, a flexibilidade das barras apresentou uma mudança favorável, reduzindo a taxa de ruptura nos ensaios de dobramento. Portanto, o aumento da inclinação das faces das nervuras transversais diminui a flexibilidade das barras, principalmente quando estas nervuras transversais coincidem com as longitudinais.

3.4 - ADERÊNCIA ARMADURA-CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD)

A maior parte das pesquisas realizadas até pouco tempo sobre a aderência tinha como principal objeto de estudo o concreto convencional. Diante disso, conhecia-se pouco sobre esta propriedade com relação aos concretos de alto desempenho (CAD). Porém, mesmo assim, existem muitas publicações que tratam do assunto, dentre as

quais podem ser citados os de LORRAIN e KHELAFI (1988), cujo trabalho é baseado nos ensaios de arrancamento, e os de SCHALLER *et al.*, (1990) sobre os ensaios em vigas.

A resistência mecânica apresentada pelos CAD faz com que se obtenha melhor aderência com as armaduras. Por outro lado, a fragilidade desse mesmo concreto poderá conduzir a uma propagação mais instável de microfissuras, resultando uma capacidade de ancoragem reduzida.

Dentre os trabalhos sobre a resistência de ligação aço-CAD e suas propriedades espera-se que se tenham resultados relativamente confiáveis, tanto quanto aos que se tem dos concretos convencionais. O que se confirma entre as publicações é que um aumento na resistência à compressão leva a um acréscimo da capacidade de aderência (BARBOSA, 1998).

Apesar das pesquisas sobre aderência aço-CAD ainda não apresentarem conclusões definitivas, em seguida serão citados alguns estudos que mostram os resultados observados de acordo com a influência de diferentes parâmetros.

3.4.1 - Diâmetro das Barras de Aço

Pesquisas utilizando CAD foram desenvolvidas a fim de avaliar a influência do diâmetro das barras da armadura na aderência (DE LARRARD *et al.*, 1993). Nos ensaios em vigas, os resultados obtidos mostraram que a aderência de armaduras em barras com $d_s \geq 16$ mm foi inferior em relação aos diâmetros menores. Esse resultado já tinha sido observado para concretos convencionais.

NOGHABAI *et al.*, (1993) mostrou em seus estudos que, a resistência de aderência aumenta entre os diâmetros de 8 mm e 16 mm. Para as barras de diâmetro igual a 32 mm a resistência decresce em razão do efeito da pressão diametral.

3.4.2 - Fissuração

A fissuração do concreto origina-se de deformações impostas e/ou restritas e pela ação das cargas aplicadas na estrutura. No estudo da fissuração é usual definir duas fases distintas:

- Formação de fissuras: fase em que se iniciam e se formam novas fissuras naquelas seções de menor relação resistência/solicitação e, geralmente, não há interferência mútua entre as fissuras;
- Estabilização das fissuras: fase em que já se formaram praticamente todas as fissuras e para um possível aumento de carga que venha ser aplicado só há um aumento na abertura das fissuras.

Em peças de concreto armado, a aderência existente entre a armadura e o concreto permite que as tensões de tração possam ser absorvidas pelas armaduras, possibilitando a realização de peças estruturais com o emprego simultâneo de dois materiais diferentes.

Diz-se que o concreto está no estágio I quando as solicitações são relativamente baixas. Aumentando-se as solicitações, nas fibras mais tracionadas é atingida a tensão de ruptura do concreto à tração, ocasionando-se a fissuração da peça. O concreto neste momento está no estágio II.

Com a passagem do estágio I para o estágio II, nas seções fissuradas a tensão de tração no concreto se anula, havendo um correspondente aumento da tensão de tração na armadura (Figura 3.7).

Pode-se observar que a tensão na armadura atinge um valor maior nas seções fissuradas. Essa tensão de tração na armadura (σ_{st}) diminui à medida que as seções se

afastam da fissura, fazendo com que o concreto passe novamente a ser tracionado, como consequência da aderência entre os dois materiais.

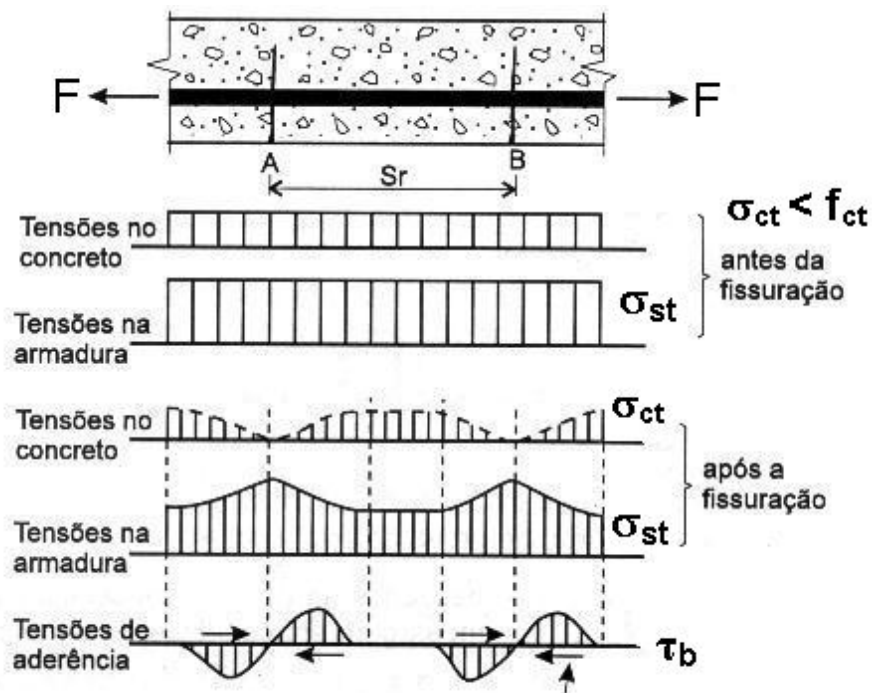


Figura 3.7 - Fissuração por tração (FUSCO, 1995).

Em seus estudos experimentais e teóricos sobre a influência da aderência armadura-concreto em relação à fissuração, FARRA (*apud* BARBOSA, 1998) revelou que a partir de ensaios em tirantes submetidos a carregamentos e a deformações impostas a aderência armadura-concreto aumenta mais rapidamente que a resistência à tração direta do concreto no momento que a resistência à compressão do concreto aumenta, ou seja, quando a resistência à compressão do concreto varia de 30 a 90 MPa, a resistência média à tração do mesmo aumenta 93% enquanto a aderência armadura-concreto aumenta de 184%.

3.4.3 - Posição das Barras de Aço

A posição das barras de aço tem considerável influência na qualidade da aderência aço-concreto. Nos ensaios de aderência feitos com concreto convencional variou-se a posição das barras em relação à direção de concretagem e a distância das barras horizontais em relação ao fundo do molde. Assim, com a variação destes parâmetros verificou-se os seguintes resultados:

- As barras concretadas na posição vertical e carregadas no sentido oposto ao da direção de concretagem obtiveram melhores resultados em relação às barras concretadas na direção horizontal (BARBOSA, 1998).
- MARTIN *et al.*,(1981) confirmaram em ensaios de aderência que a qualidade da aderência de uma barra de armadura horizontal aumenta com a distância da barra em relação à superfície do concreto.

O efeito da posição das barras de aço em relação à direção de concretagem na interface aço-concreto é ilustrado na Figura 3.8. Nesta figura as regiões sombreadas são áreas onde ocorre acúmulo de água. Com isso, essas regiões tornam-se frágeis fazendo com que esse fator interfira na redução da ligação de aderência aço-concreto, ou seja, quanto maior essas áreas frágeis de concreto menor a aderência.

Resultados de estudos mais recentes com CAD (LAHOUD e ALLAIRE, 1991) mostraram que a influência da posição das barras de aço durante a concretagem sobre a tensão de aderência reduz quando a resistência do concreto aumenta.

DUCATTI (1993) comprovou o trabalho de MARTIN *et al.*, (1981) ao concluir que a posição das barras em relação ao sentido de preenchimento dos moldes pelo concreto nos ensaios de arrancamento influi de maneira menos acentuada sobre a aderência do CAD do que nos concretos convencionais.

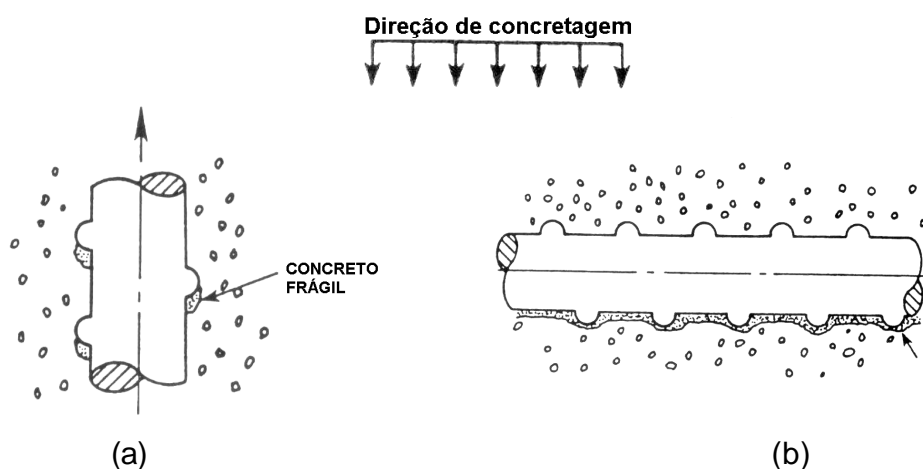


Figura 3.8 - Direção de concretagem. a) barra de aço concretada verticalmente; b) barra de aço concretada horizontalmente.

3.5 - ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO GEOPOLIMÉRICO

A tensão de aderência em barras lisas de aço ($d_s = 10 \text{ mm}$ e $L_b = 50 \text{ mm}$) em concretos fabricados com cimento geopolimérico foi verificada por DIAS (2001). O concreto utilizado apresentava resistência à compressão igual a 50,6 MPa. Concretos fabricados com cimento Portland também foram usados como referência e apresentavam resistência à compressão igual a 32,5 MPa. As curvas de comportamento apresentaram uma forma esperada para ensaios de arrancamento clássico para barras lisas, ou seja, após o pico, as variações de deslizamento relativo apresentaram um patamar ligeiramente horizontal correspondente à resistência residual originada pelo atrito da barra com o concreto que a envolve (Figura 3.9). Outra característica observada foi que as variações do deslizamento relativo pós pico não apresentaram um ramo descendente, presentes em ensaios de arrancamento clássico para barras nervuradas.

O início do deslizamento do CCG e do CCP foram iguais a 3,18 MPa e 0,51 MPa, respectivamente, ou seja 524% superior. Já para $t_{b0,1}/\epsilon_c$, DIAS (2001) obteve um valor de 0,03 para o CCP e 0,12 para o CCG. Ambos os casos revelaram uma

superioridade expressiva dos cimentos geopoliméricos quando da utilização de barras lisas de aço.

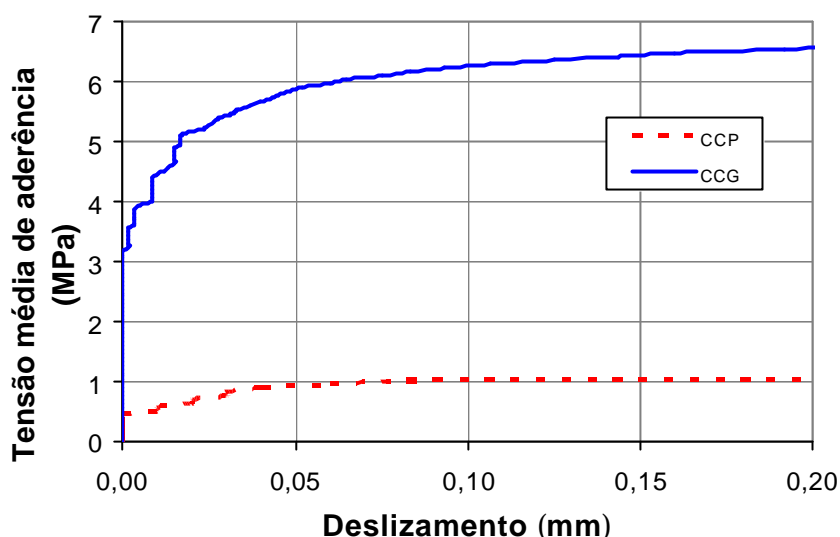


Figura 3.9 - Curvas tensão média de aderência do CCP e do CCG em função do deslizamento relativo para barras lisas de aço (DIAS, 2001).

3.5.1 - Interface aço-concreto geopolimérico

Como foi visto, a resistência à compressão do concreto é uma propriedade muito importante quando são realizados ensaios com barras de aço nervuradas, pois, suporta as tensões concentradas geradas no concreto entre as nervuras da barra. Dessa forma, esta apresenta grande influência nos resultados de aderência nos ensaios de arrancamento.

Estudos realizados por DIAS (2001) sobre a qualidade da interface barra de aço-matriz, em pastas de cimento Portland (CP) e de cimento geopolimérico (CG), por meio de imagens obtidas no microscópio eletrônico de varredura (MEV) por elétrons

retroespalhados (Figura 3.10), mostraram que a zona de transição aço-matriz de CP é mais porosa que o restante da matriz e, conseqüentemente, a matriz de CP (Figura 3.10a) conseguiu apenas parcialmente aderir à superfície da barra de aço, reduzindo assim a capacidade de transferência da tensão (t_b).

Com relação ao CG, as análises microestruturais realizadas revelaram que a interface aço-pasta não possui maior porosidade que o restante da matriz (Figura 3.10b). Isto remete à conclusão de que o CG desenvolve maior adesão ao aço do que o CP, por causa de sua maior área de contato (DIAS, 2001).

THOMAZ (2000) utilizou técnicas de microscopia eletrônica de varredura com imagem de elétrons retroespalhados, espectroscopia por dispersão de energia e mapeamento por raios X para observar a interface agregado-matriz de CG, concluindo que o CG possui propriedades físicas, bem como composição química, diferentes da interface agregado-matriz de CP.

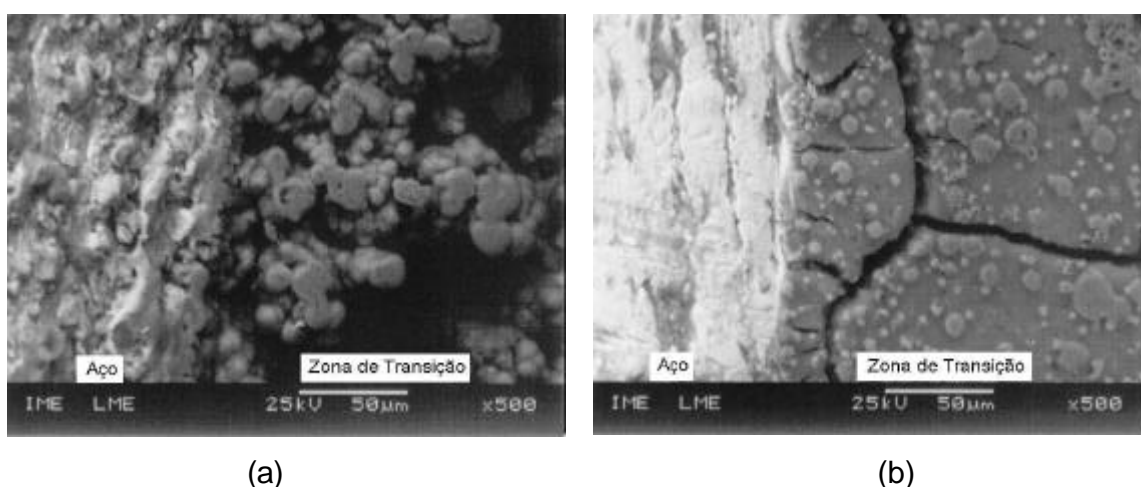


Figura 3.10 - Imagens obtidas no MEV por elétrons retroespalhados da interface aço-pasta: a) cimento Portland; (b) cimento geopolimérico (DIAS, 2001).

Também foi detectado (DIAS, 2001), por meio da técnica de varredura em linha realizada na interface aço-pasta de CP (Figura 3.11), grandes quantidades de íons Ca^{2+} o que revela o início de que maiores quantidades de cristais fracos de portlandita

[Ca(OH₂)] foram formados nesta região, o que também contribuiu para a baixa tensão de aderência obtida nos ensaios de arrancamento.

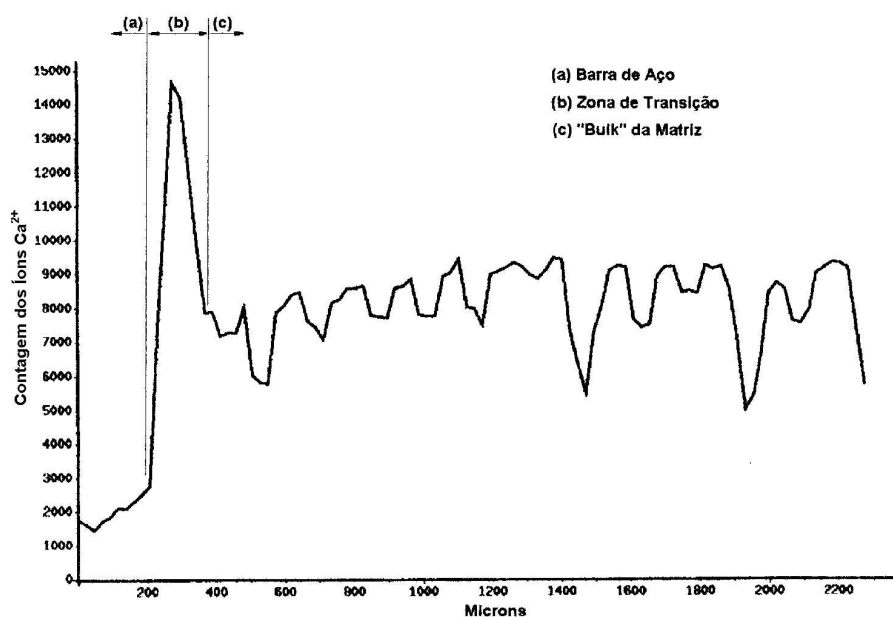


Figura 3.11 - Varredura em linha da interface aço-pasta de CP (DIAS, 2001).

A Figura 3.12 mostra a varredura em linha realizada na interface aço-pasta de CG, a qual também detectou uma maior quantidade de íons Ca²⁺ nesta região, porém o pico foi mais largo (largura = 400 µm) e menos intenso (contagem = 2800) que aquele obtido para a pasta de CP (largura = 200 µm e contagem = 14800). Entretanto, esta maior quantidade de íons Ca²⁺ na interface aço-pasta de CG em relação ao restante da matriz não significa propensão para a formação de cristais de portlandita, pois os CG não possuem estes tipos de cristais na sua composição (DIAS, 2001).

Os resultados obtidos neste estudo relativos à tensão de aderência (t_b) para o CCG comprovam seu melhor desempenho em relação ao CCP e ressaltam a importância das propriedades da interface aço-matriz. Portanto, promover a melhoria das características dessa região crítica (zona de transição) do concreto armado é essencial para que haja aderência necessária para uma transferência de tensão satisfatória entre o aço e o concreto.

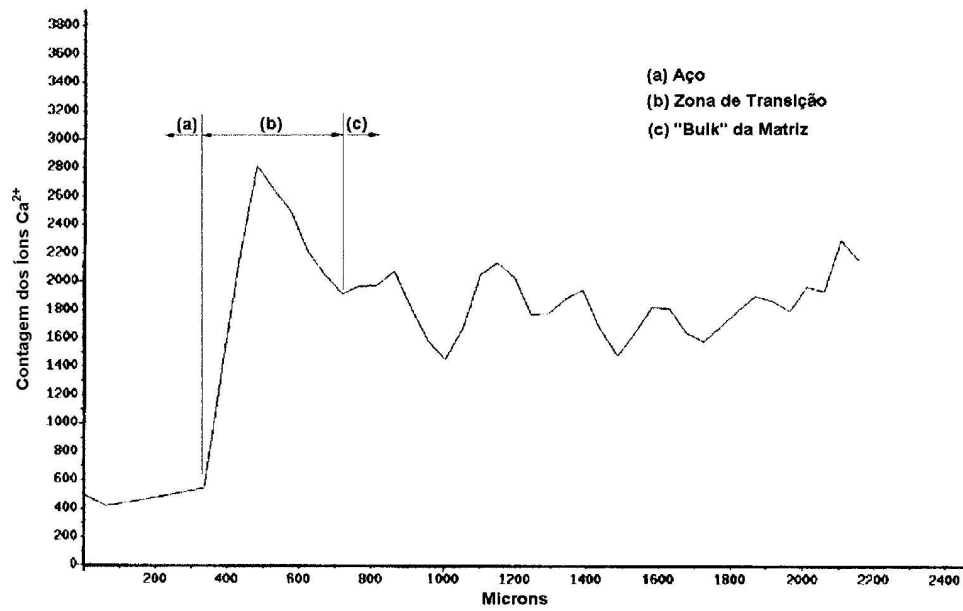


Figura 3.12 - Varredura em linha da interface aço-pasta de CG (DIAS, 2001).

PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi desenvolvido para alcançar os objetivos específicos dessa dissertação, e está baseado nas seguintes etapas:

- caracterização e beneficiamento das matérias-primas;
- estudo da dosagem;
- ensaios de aderência em corpos-de-prova de Concreto de Cimento Portland (CCP) e de Concreto de Cimento Geopolimérico (CCG).

Estes ensaios foram realizados nos laboratórios de Estruturas e Geotecnia de Engenharia Civil (LECIV) e de Materiais Avançados (LAMAV) da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.

4.1 - MATERIAIS

As prescrições normativas e procedimentos usuais para materiais à base de cimento Portland foram utilizados como critério para caracterização dos materiais, realização da mistura e moldagem, assim como para os ensaios mecânicos dos corpos-de-prova.

Todo concreto utilizado no estudo experimental dessa dissertação foi produzido com os materiais cujas características físicas, químicas e mecânicas são descritas a seguir.

4.1.1 - Agregado Graúdo

O agregado graúdo proveniente de jazidas localizadas no município de Campos dos Goytacazes foi lavado durante o peneiramento e seco em estufa a 110°C por 24 horas, apresentando massa específica de 2,57 g/cm³ e diâmetro máximo de 19,0 mm. Sua distribuição granulométrica (NBR 7217, 1987) é mostrada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Distribuição granulométrica do agregado graúdo.

Malha	% retida	% retida acumulada
19,0	0,00	0,00
12,5	0,35	0,35
9,5	15,74	16,09
4,8	75,75	91,84
2,4	3,53	95,37
Fundo	4,63	100,00

4.1.2 - Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado na moldagem dos corpos-de-prova foi uma areia quartzosa de rio, lavada, com partículas menores do que 4,8 mm (Tabela 4,2), a qual foi seca em estufa durante um período de 24 horas a uma temperatura de 110°C, correspondendo a uma massa específica igual a 2,69 g/cm³ (NBR 9776, 1982), módulo de finura igual a 2,92 (NBR 9202, 1985).

Tabela 4.2 - Distribuição granulométrica do agregado miúdo.

Malha	% retida	% retida acumulada
4,8	0,00	0,00
2,4	0,60	0,60
1,2	35,80	36,40
0,6	29,00	65,40
0,3	25,20	90,60
0,15	8,00	98,60
Fundo	1,40	100,00

4.1.3 - Cimento Portland (CP)

O cimento utilizado neste estudo foi o cimento Portland composto com adição de escória de alto-forno (CPIIE -32), da marca Mauá. O cimento Portland foi usado tanto na concretagem dos blocos de referência como também foi fonte de cálcio na mistura com a metacaulinita para obtenção do concreto geopolimérico. A composição química e as propriedades físicas estão detalhadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Propriedades físicas e químicas do cimento Portland.

SiO ₂ (%)	20,10
Al ₂ O ₃ (%)	5,00
CaO (%)	59,50
Fe ₂ O ₃ (%)	3,70
MgO (%)	2,30
K ₂ O (%)	0,10
SO ₃ (%)	3,00
Cal livre	1,10
Resíduo insolúvel	1,20
Perda ao fogo	4,80
Área Específica BLAINE (m ² ·kg ⁻¹)	362,30
*Área Específica BET (m ² ·kg ⁻¹)	2429
Massa Específica (kg m ⁻³)	3,09
Resíduo na peneira 200 (%)	3,0
Resíduo na peneira 325 (%)	-

Dados obtidos pelo fabricante do produto

*Análise de superfície específica por absorção de N₂ (equipamento ASAP 2000).

4.1.4 - Metacaulim

O metacaulim utilizado como aglomerante na fabricação dos concretos geopoliméricos foi obtido por meio da calcinação e moagem do caulim.

O material foi calcinado a 700°C por 6 horas num forno mufla. Análises em laboratório (DAVIDOVITS, 1998) mostraram que essa temperatura e tempo adotados são os mais adequados em termos de resistência mecânica dos concretos e economia de energia, ou seja, é a combinação de temperatura e tempo nas quais o metacaulim apresenta melhor grau de amorficidade e, conseqüentemente, maior reatividade. Para se chegar a essa conclusão foram feitas análises por difração de raios X (DRX) em um

difratômetro Freiburger Präzisionsmechanick GmbH, modelo URD 65, com radiação $\text{Cu}_{K\alpha}$, operando a 35 kV e 40 mA, que avaliaram as características mineralógicas do material (Figuras 4.1 e 4.2).

A figura 4.1 mostra os picos característicos de um material cristalino. Já a figura 4.2 mostra um halo difuso largo característico de materiais amorfos.

Sabe-se que a evolução das reações e da resistência mecânica de materiais cimentícios é significativamente acentuado com o aumento da superfície específica (VERBECK e HELMUTH, 1968). Além disso, materiais mais finos resultam numa microestrutura mais uniforme e conseqüentemente, conduzem a uma resistência mecânica mais elevada (LOCHER *et al.*, 1973).

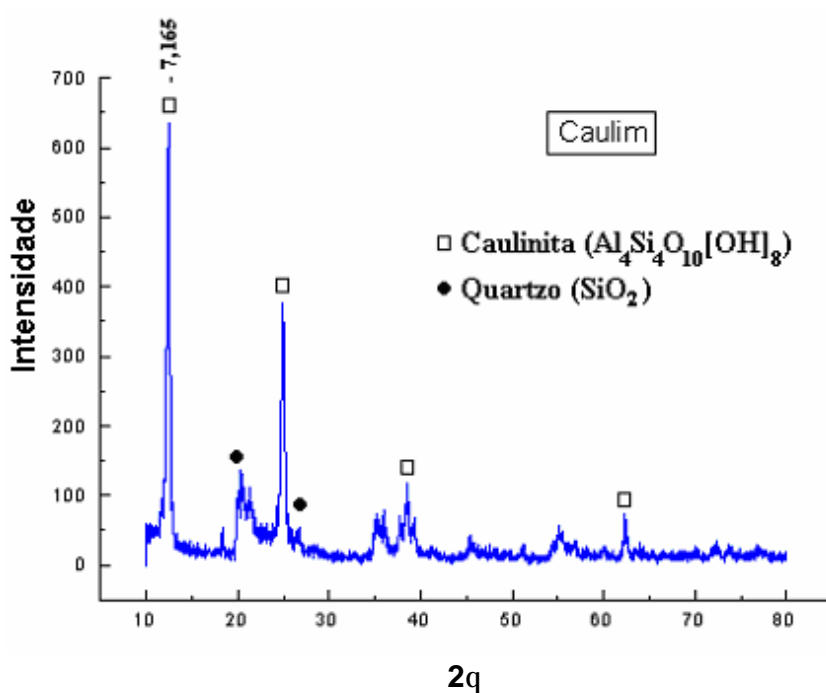


Figura 4.1 - Difratograma do caulim sem calcinação.

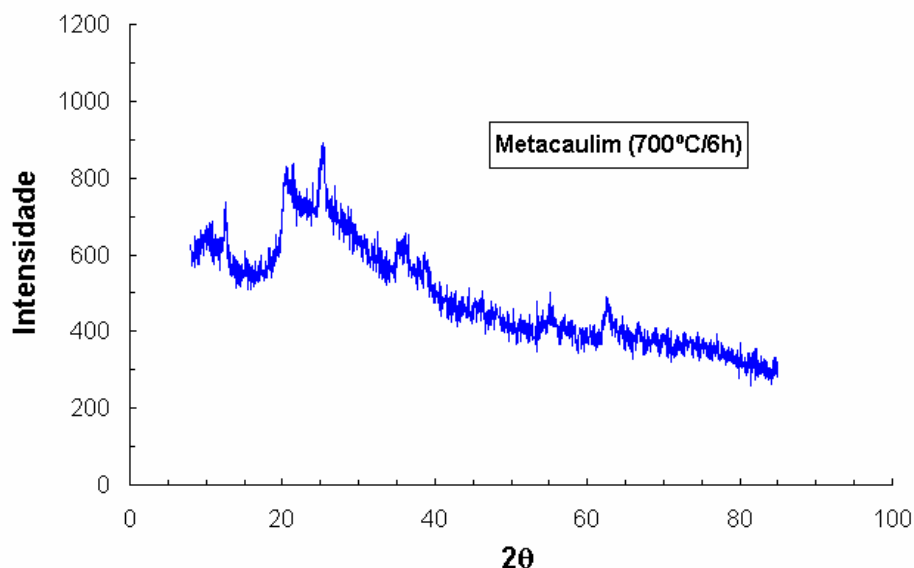


Figura 4.2 - Difratograma do metacaulim calcinado à 700°C por 6 horas.

Em função disso, antes de ser utilizado como aglomerante na fabricação dos concretos geopoliméricos, o metacaulim foi moído durante 1/2 hora no moinho de bolas aumentando a superfície específica BET para $4922 \text{ m}^2 \cdot \text{Kg}^{-1}$. A composição química e as propriedades físicas do metacaulim são detalhadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Propriedades físicas e químicas do metacaulim.

SiO ₂ (%) ^a	48,40
Al ₂ O ₃ (%) ^a	46,37
TiO ₂ (%) ^a	1,23
Fe ₂ O ₃ (%) ^a	2,12
K ₂ O (%) ^a	0,29
SO ₃ (%) ^a	1,49
Outros ^a	0,02
Área Específica BLAINE ($\text{m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$) ^b	400
Área Específica BET ($\text{m}^2 \cdot \text{Kg}^{-1}$) ^c	4922
Massa Específica ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$) ^d	2,49

^a Valores obtidos por espectroscopia de fluorescência de raios x.

^b Ensaio realizado conforme a NBR 7224 (1998).

^c Análise de superfície específica por absorção de N₂ (equipamento ASAP 2000).

^d Ensaio de massa específica real método de Lê Chatelier (NBR 6474, 1987).

4.1.5 - Ativador Alcalino

Uma mistura de substâncias alcalinas composta por silicato de sódio alcalino e hidróxido de potássio foi utilizada para a ativação, na qual obteve-se um módulo alcalino (MA) em solução de 0,9. O módulo alcalino foi calculado pela seguinte equação:

$$MA = \frac{\%SiO_2}{\%(Na_2O + K_2O)} \quad (4.1)$$

O valor de MA apresenta uma relação inversa ao valor do pH do ativador, ou seja, uma redução no valor de MA significa um aumento no pH do ativador (CHANG, 2003 *apud* DIAS *et al.*, 2005). Segundo FRAAY *et al.* (1989), o valor do pH da solução alcalina deve ser maior que 13,3 para garantir a ativação. Assim, nesse trabalho foi usado um ativador alcalino com um pH igual a 13,8 a 25°C.

Os resultados das análises física e química do silicato de sódio alcalino e do hidróxido de potássio utilizado na fabricação da solução alcalina são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Análise física e química do silicato de sódio alcalino e do hidróxido de potássio.

Silicato de Sódio Alcalino	
SiO ₂ (%)	32,8
Na ₂ O (%)	15,1
H ₂ O (%)	52,1
SiO ₂ : Na ₂ O	2,20
Ferro (ppm)	< 120
Densidade (g/cm ³)	1,57
Viscosidade a 20°C (Centipéises)	900
Hidróxido de Potássio	
K ₂ O (%)	71,3

Dados obtidos pelo fabricante do produto

4.1.6 - Barra de Aço

Na confecção dos corpos-de-prova prismáticos para os ensaios de arrancamento foram utilizadas barras de aço nervuradas CA50 com diâmetro nominal de 10 mm da marca Belgo Mineira, cuja tensão de escoamento supera o valor de 580 MPa determinada por meio de ensaio de tração direta (NBR 6152, 1980). Este valor está acima do valor exigido pelas normas. As barras possuem duas séries de nervuras oblíquas inclinadas a 45° sobre a linha média da barra e separadas por duas nervuras diretas ao longo da seção longitudinal. O esquema das características geométricas está representado na Figura 4.3.

Na Tabela 4.6 são apresentadas as características geométricas da barra de aço empregada nesse trabalho.

Tabela 4.6 - Características geométricas da barras empregada nesse trabalho.

d_s (mm)	e_t (mm)	b_t (mm)	a_t (mm)	β	A_s (mm ²)
10	5,5	1,3	0,5	45°	7850

Onde

d_s = diâmetro nominal da barra, sem considerar a altura das nervuras;

e_t = espaçamento entre as nervuras transversais;

b_t = largura das nervuras transversais;

a_t = altura das nervuras transversais;

β = ângulo de inclinação do eixo da nervura transversal em relação ao eixo da barra;

A_s = área da seção transversal da barra.

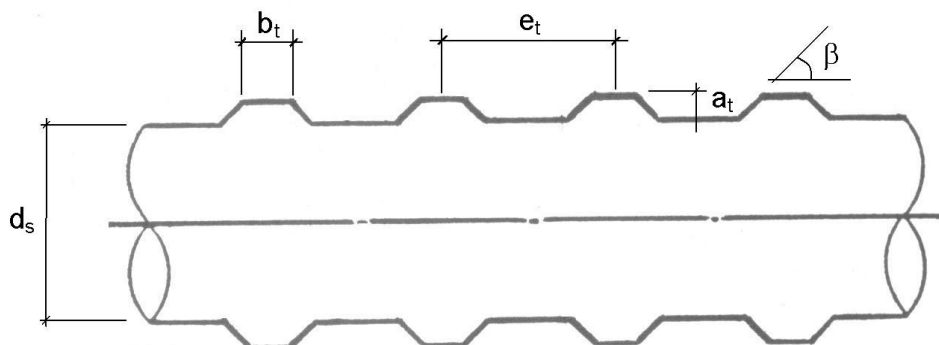


Figura 4.3 - Esquema das características geométricas da barra de aço empregada nesse trabalho.

4.2 - PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

O estudo da aderência entre barras nervuradas de aço e concretos de cimento Portland e de cimento geopolimérico tem por finalidade avaliar a possibilidade de aplicação dos cimentos geopoliméricos em estruturas armadas, nas quais o desempenho das peças depende primariamente da aderência entre o concreto e a armadura de aço.

Para isso foram realizados ensaios de arrancamento (RILEM/CEB/FIP-RC6, 1983) das barras de aço nervuradas embutidas em blocos cúbicos de concreto.

Inicialmente foram concretados e ensaiados corpos-de-prova de cimento Portland e cimento geopolimérico cujas barras de aço apresentavam um comprimento de ancoragem de $5d_s$. Em seguida, com os resultados obtidos foi possível reduzir o comprimento de ancoragem para as matrizes de cimento geopolimérico.

A seguir são apresentadas de forma detalhada as etapas realizadas no programa experimental.

4.2.1 - Definição do Traço

A heterogeneidade dos materiais que compõem os concretos e a complexidade do seu comportamento representam sempre, tanto no estado fresco quanto no endurecido, um desafio aos técnicos responsáveis pela fabricação e emprego dos concretos.

O proporcionamento da mistura, ou dosagem é o processo de determinação da combinação correta dos materiais componentes que irão produzir um concreto com as características desejadas e com o menor custo possível (MEHTA, 1990).

O processo de dosagem foi a primeira etapa desse estudo, o qual teve a finalidade de obter um traço para cada tipo de material (CCP e CCG) na qual as resistências aos 28 dias fossem similares e em torno de 25 MPa.

Para isso foram moldados 9 corpos-de-prova cilíndricos de $\phi 100$ mm x 200 mm para as idades de 3, 7 e 28 dias (Tabela 4.7). Os traços testados inicialmente (1: 2,68: 3,82: 0,68 e 1: 2,68: 3,82: 0,60) foram propostos pela literatura (HELENE e TERZIAN, 1992), as quais alcançaram valores de resistências à compressão aproximadamente entre 15 a 20 MPa e esses valores não eram os almejados para dar continuidade ao trabalho.

Assim, de acordo com os primeiros resultados obtidos, esses traços iniciais foram ajustados quanto à composição de aglomerante, agregados e a relação água/aglomerante segundo a NBR 6118 (2003), até que se atingisse resistências à compressão desejadas.

Na Tabela 4.7 também pode-se destacar que o traço 1: 2: 3: 0,60 para o cimento geopolimérico (CG), apresentou aos 28 dias uma resistência à compressão de 24,7 MPa e que com o cimento Portland foi possível obter o traço 1: 2: 3: 0,58 que aos 28 dias alcançou um valor de 23,2 MPa, ou seja, esses dois traços foram aqueles que obtiveram valores em torno de 25 MPa e mais próximos entre si. Por isso, estes foram escolhidos para dar continuidade ao estudo de aderência.

Tabela. 4.7 - Resistências médias à compressão dos traços testados.

Traço	f _c (MPa)		
	3 dias	7 dias	28 dias
Cimento Geopolimérico (CCG)			
1: 2,68: 3,82: 0,68	15,6	17,5	19,8
1: 2: 3: 0,60	18,5	21,2	24,7
Cimento Portland (CCP)			
1: 2,68: 3,82: 0,60	8,9	9,3	15,3
1: 1,365: 2,365: 0,50	21,8	23,0	36,3
1: 2: 3: 0,58	11,3	14,6	23,2

4.2.2 - Confeção das Fôrmas

Para a confecção das fôrmas (Figura 4.4) foi utilizado o compensado naval de 20 mm de espessura.



Figura 4.4 - Fôrma para confecção dos corpos-de-prova prismáticos.

Todas as partes componentes das fôrmas foram ligadas por parafusos, para facilitar o processo de desmoldagem. Para este mesmo fim as fôrmas foram untadas com cera. As junções das fôrmas foram completamente vedadas com fita adesiva para que não houvesse perda de material durante a concretagem.

Todos estes cuidados permitiram, associados às corretas técnicas de concretagem e cura, obter uma mistura homogênea, trabalhável não sendo observado nenhum nicho nos blocos de concreto.

4.2.3 - Concretagem dos Corpos-de-prova

Para a confecção dos 24 corpos-de-prova prismáticos (Figura 4.5) de cimento Portland e de cimento geopolimérico foram utilizados dois traços, em peso. A Tabela 4.8 mostra a quantidade de material empregada por m^3 de concreto, correspondente a cada traço, definido para a realização do ensaio de aderência.

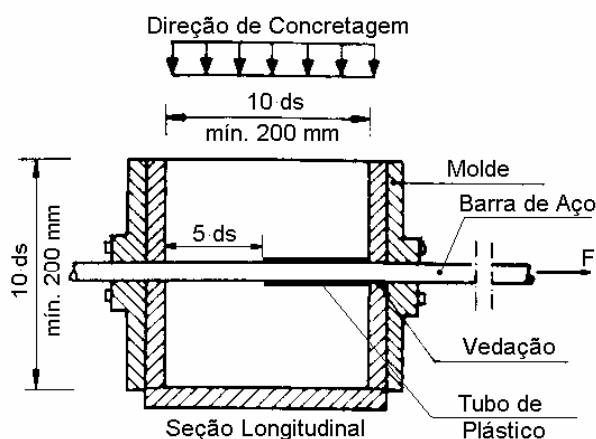


Figura 4.5 - Descrição do ensaio de arrancamento e dimensões dos corpos-de-prova (F= força de arrancamento e d_s = diâmetro nominal da barra de aço).

Também foram moldados, para cada traço, três cilindros de ϕ 100 mm x 200 mm para os ensaios de resistência à compressão (NBR 5739, 1994) e três cilindros com

mesmas dimensões para a resistência à tração por compressão diametral (NBR 7222, 1994).

Tabela 4.8 - Consumo de material por m³ de concreto para o ensaio de aderência.

Material	Quantidade (kg/m ³)
Concreto de Cimento Portland (1:2:3:0,58)	
CPIIE-32	357
Agregado miúdo	714
Agregado graúdo	1071
Água	207
Concreto de Cimento Geopolimérico (1:2:3:0,60)	
*Aglomerante	354
Agregado miúdo	709
Agregado graúdo	1063
Água	212

*Metacaulim + CPIIE-32 + KOH + 47%Na₂SiO₃

Os concretos foram fabricados numa betoneira de capacidade igual a 420 litros, permitindo obter os seis corpos-de-prova para os ensaios de arrancamento, assim como aqueles destinados aos ensaios de compressão e de tração por compressão diametral. As misturas realizadas obedeceram a seguinte seqüência:

Para cimento Portland:

- Introdução de toda areia;
- Introdução do cimento Portland (CP) e metade da brita;
- Introdução da água;
- Mistura durante 3 minutos;
- Introdução do restante da brita e mistura por mais 3 minutos.

Para cimento geopolimérico

- Introdução de toda areia misturada ao aglomerante seco (MC + CPIIE -32);
- Introdução da solução catalisadora ($\text{Na}_2\text{SiO}_3 + \text{KOH} + \text{H}_2\text{O}$);
- Mistura durante 3 minutos;
- Introdução do restante da água de mistura;
- Mistura e introdução de toda brita com a betoneira em movimento .

No final da mistura, o concreto foi colocado nos diferentes moldes (cilíndricos e prismáticos) e adensado em mesa vibratória durante 30 segundos a cada camada de 10 cm de espessura com uma freqüência de 50 Hz. Este mesmo procedimento foi feito para a concretagem dos blocos com diferentes comprimentos de ancoragem. Foram realizados ensaios de abatimento do tronco de cone (NBRNM 67, 1998). Como era esperado, o concreto de cimento geopolimérico é mais consistente (abatimento em torno de 0 a 50 ± 10 mm). Dessa forma o ensaio de abatimento de tronco de cone não consegue fornecer uma boa indicação da trabalhabilidade (BALAGURU, 1992). Nestes casos, o ensaio de tempo Vebe (BSI 1881, 1983) é o mais recomendado (Figura 4.6).



Figura 4.6 - Equipamento para medir a consistência (tempo Vebe) da mistura fresca dos concretos de cimento Portland e de cimento geopolimérico.

4.2.4 - Cura dos Corpos-de-prova

Após 24 horas, os corpos-de-prova de concreto de cimento Portland foram desmoldados (Figura 4.7) e curados durante 28 dias em um tanque com água e cal. Os corpos-de-prova de cimento geopolimérico também foram desmoldados após as 24 horas e o processo de cura foi realizado sob condições ambientes do laboratório. Os CCG não necessitaram de cura imersa, pois nesse material a água funcionou principalmente como agente dispersante e também, a água catalisou a polimerização. Dessa forma, no fim da polimerização, a água adsorvida foi eliminada por aquecimento sem que houvesse qualquer efeito nocivo ao produto final.

Os processos de desmoldagem e cura de todos corpos-de-prova foram executados segundo as prescrições da NBR 5738 (1994).



Figura 4.7 - Corpos-de-prova prismáticos (200 x 200 x 200) mm: (a) concreto de cimento Portland; (b) concreto de cimento geopolimérico.

4.2.5 - Ensaio de Resistência à Compressão e Tração por Compressão Diametral

Os ensaios de resistência à compressão (NBR 5739, 1989) e resistência à tração por compressão diametral foram realizados em uma prensa universal SOILTEST com capacidade de carga de 1200 kN. A determinação da resistência à tração por

compressão diametral seguiu as prescrições da NBR 7222 (1994). Os corpos-de-prova tanto de CP quanto de CG são cilíndricos (10 x 20 cm), moldados conforme NBR 7215 (1996).

Na montagem para o ensaio de compressão diametral, o corpo de prova se apóia nos pratos da máquina somente ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas. Para tanto, são colocados entre os pratos e os corpos-de-prova em ensaio, duas tiras de madeira regulares, visando corrigir as possíveis irregularidades dos corpos-de-prova, distribuindo as tensões de maneira mais uniforme. Esta montagem pode ser vista na Figura 4.8.

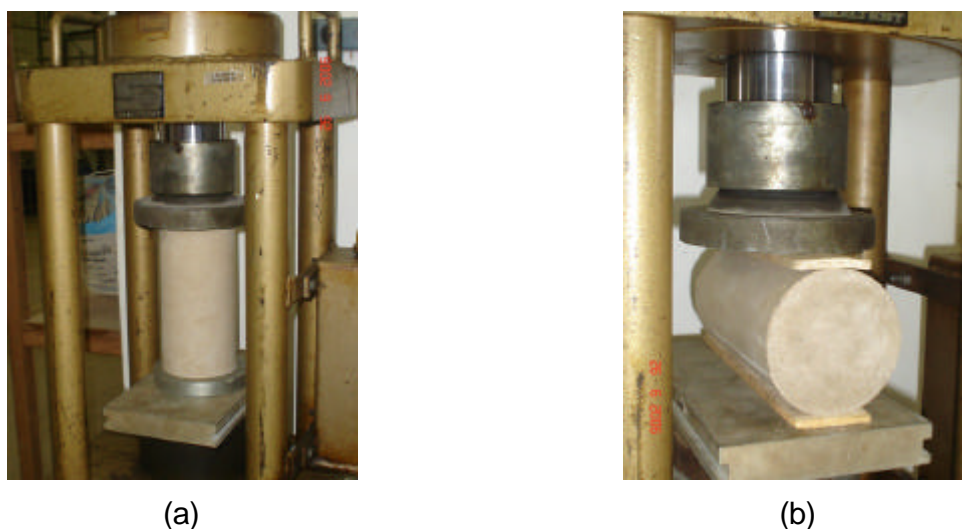


Figura 4.8 - Ensaio Mecânicos: (a) Ensaio de Compressão; (b) Ensaio de Tração por Compressão Diametral.

4.2.6 - Ensaio de Esclerometria

As primeiras tentativas de se obter medidas com relação à dureza superficial do concreto ocorreram em 1930. Inicialmente foram utilizados métodos que consistiam em medições do retorno de uma bola de aço fixa num pêndulo, ou atirada de uma pistola. Em seguida, foi apresentado o princípio do ricochete, na qual o retorno de uma massa

elástica depende da dureza da superfície onde ela se choca, sendo esse método o mais aceito mundialmente. O esclerômetro suíço *Schmidt Hammer* tem sido usado em vários países por muitos anos (BUNGEY, 1989). A Figura 4.9 mostra a representação esquemática deste ensaio.

O método do esclerômetro é conhecido como *rebound hammer method*. Ele consiste em submeter a superfície do concreto a um impacto de uma maneira padronizada, usando-se uma determinada massa com uma dada energia, medindo-se o valor do ricochete, ou seja, o índice esclerométrico (IE). O ricochete depende do valor da energia cinética antes do impacto e quanto desta energia é absorvida durante o impacto, pois parte da energia é absorvida na fricção mecânica do equipamento, e a outra parte na interação entre a barra de percussão e o concreto. A energia absorvida está relacionada à resistência mecânica e à rigidez do concreto (ACI 228, 1989).

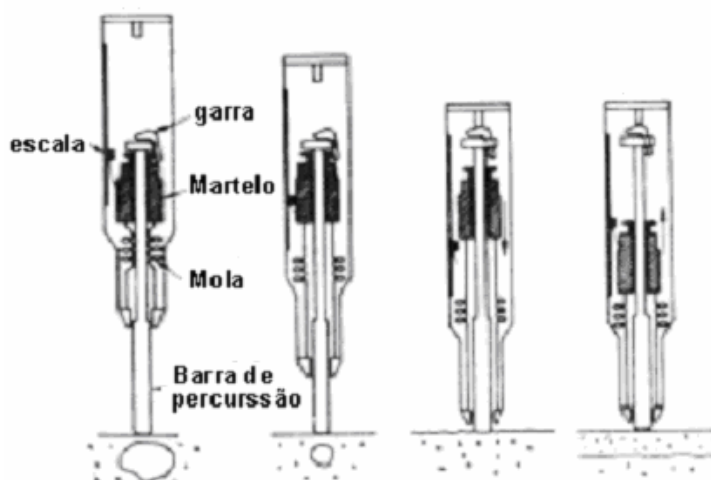


Figura 4.9- Esquema do ensaio de esclerometria (ACI 228,1989).

A resistência do concreto é estimada por meio de valores encontrados em tabelas geradas a partir das curvas de calibração (VER ANEXO). Ao longo dos anos, conforme são realizados os ensaios, tem-se verificado que não há uma correlação única entre o valor do índice esclerométrico e a resistência à compressão. Isso se deve

à influência de vários fatores nessa relação: tipo e quantidade de cimento, natureza do agregado e teor de umidade do concreto (FOCAOARU,1984).

Além de fornecer uma certa quantidade de dados rapidamente, o equipamento é leve, simples de operar e barato. Mas a característica mais relevante é que se trata de um ensaio não destrutivo e mantém a integridade física do corpo de prova e, os danos que podem ser causados na superfície da estrutura ou do corpo de prova são praticamente nulos. O método é satisfatório para avaliação da homogeneidade do concreto, monitoramento do desenvolvimento da resistência mecânica ao longo do tempo e também para estimar a resistência do concreto.

Como limitação tem-se que os resultados estão relacionados a uma determinada zona superficial de concreto (profundidade de cerca de 30 mm), (BS1881:Part 202,1986). De acordo com TEODORU (1988), os resultados são representativos de uma camada de 30 mm a 50 mm. Com a utilização deste método é possível comparar a qualidade do concreto em diferentes áreas do corpo de prova sem a necessidade de danificá-lo, o que exigiria pequenos reparos, e também estimar a sua resistência com base em curvas de correlação, porém com precisão limitada (ACI 364, 1993).

Neste trabalho o método foi utilizado com a finalidade de controlar e comparar a resistência à compressão dos corpos-de-prova prismáticos que foram submetidos ao ensaio de arrancamento, pois as resistências dos concretos deveriam ser bem próximas para que se cumprisse os objetivos do trabalho. Para isso foi utilizado o esclerômetro Schimidt tipo C 181 N calibrado de acordo com o procedimento indicado pelo fabricante e a execução do serviço seguiu a norma NM 78 (1996), tanto para os corpos-de-prova de concreto de cimento Portland quanto para o de cimento geopolimérico. Para a determinação do índice esclerométrico (IE) e, conseqüentemente da resistência à compressão de cada bloco, foram ensaiados cinco corpos-de-prova prismáticos aos 28 dias. Esses corpos-de-prova foram submetidos em seguida ao ensaio de aderência. Em cada bloco foram realizadas 16 medidas distribuídas uniformemente em duas de suas faces como mostra a Figura 4.10.

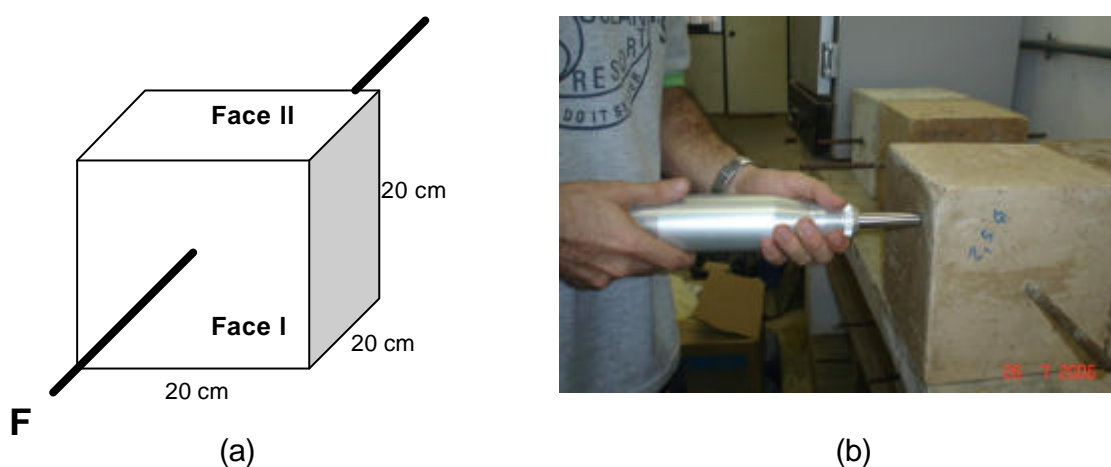


Figura 4.10 - (a) Faces dos blocos (20 x 20 x 20 cm) ensaiados por esclerometria; (b) Ensaio de esclerometria.

4.2.7 - Ensaios de Aderência

Os ensaios de aderência foram realizados em uma máquina universal INSTRON 5582 com capacidade de carga de 100 kN a uma taxa de carregamento monotônico de 0,5 mm/min. As medidas efetuadas nesse ensaio quantificam o resultado da deformação do aço mais o deslizamento da barra de aço. Essas leituras foram realizadas com o auxílio de sensores de núcleos indutivos (LVDT) deflectômetro elétrico de resistência, com alcance de leitura de 25 mm, colocado na extremidade livre da barra. A montagem utilizada nos ensaios de arrancamento também está representada na Figura. 4.11.

As informações foram registradas simultaneamente tanto pelo sensor (LVDT) quanto pela célula de carga localizada na INSTRON e a aquisição desses dados foi realizada automaticamente pelo software Labview com uma frequência de 1 leitura a cada 5 segundos.

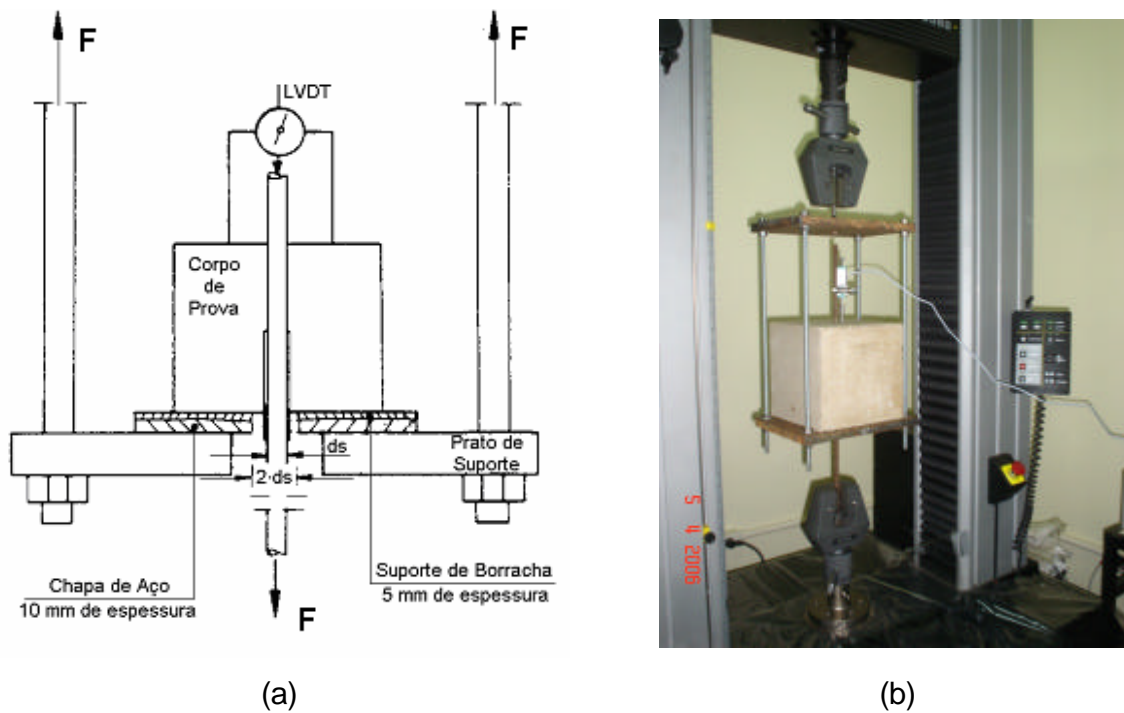


Figura 4.11 - Ensaio de aderência segundo as prescrições do RILEM/CEB/FIP-RC6 (1983): (a) detalhe do esquema de montagem do ensaio; (b) ensaio de aderência com sensor LVDT.

Capítulo 5

RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental, com destaque para as propriedades de aderência entre o concreto geopolimérico e a barra de aço. Os valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão e à tração por compressão diametral sofreram, bem como os resultados dos ensaios de aderência, tratamento estatístico. Vale lembrar que os resultados obtidos para o cimento Portland serviram como referência para aqueles de cimento geopolimérico.

A Tabela 5.1 apresenta as abreviaturas utilizadas para os concretos no decorrer deste Capítulo.

Tabela 5.1 - Nomenclaturas utilizadas para os concretos.

CCP	Concreto de cimento Portland
CCG	Concreto de cimento geopolimérico
P50	Concreto de cimento Portland com comprimento de ancoragem $5 \cdot d_s^*$
G50	Concreto de cimento geopolimérico com comprimento de ancoragem $5 \cdot d_s^*$
G40	Concreto de cimento geopolimérico com comprimento de ancoragem $4 \cdot d_s^*$
G25	Concreto de cimento geopolimérico com comprimento de ancoragem $2,5 \cdot d_s^*$

d_s - diâmetro nominal da barra de aço igual a 10 mm.

5.1 - TRABALHABILIDADE DOS CONCRETOS

O CCP e o CCG foram misturados com relação água/aglomerante iguais a 0,58 e 0,60, respectivamente. Mesmo com relação água/aglomerante próximas, durante a concretagem, o CCG mostrou-se mais viscoso do que o CCP. Por isso, a consistência

da mistura fresca dos concretos foi medida por meio de ensaios de abatimento do tronco de cone e também pelo tempo Vebe, este último mais indicado para medidas de consistência de concretos de baixa trabalhabilidade.

Os valores do abatimento do tronco de cone do CCP e do CCG foram iguais a 122 mm e 60 mm, respectivamente. O tempo Vebe apresentou como resultado um tempo de 10 segundos para o CCP e de 9 segundos para o CCG.

Tanto os valores de abatimento de tronco de cone, quanto os obtidos pelo tempo Vebe representam concretos com boa trabalhabilidade, mesmo sem o uso de superplastificantes. Apesar do cimento geopolimérico apresentar elevada viscosidade, ele também possui, como principal característica, excelente moldabilidade, semelhante à de resinas orgânicas de poliéster.

Estudos em concretos fabricados com cimento “Pyrament” (HUSBANDS, 1994 *apud* DIAS, 2001), que possui características semelhantes ao cimento geopolimérico utilizado neste estudo, apresentaram abatimento do tronco de cone em torno de 102 mm para uma relação água/aglomerante de aproximadamente 0,232. Por se tratar de um produto comercial, informações sobre sua composição não estão disponíveis. É sabido, no entanto, que em suas formulações existe um componente responsável pela diminuição da tensão superficial (plastificante), de modo que o abatimento da massa de concreto foi maior em relação ao obtido neste trabalho.

5.2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

As resistências médias à compressão (ϵ_c) e à tração por compressão diametral (ϵ_t) aos 28 dias de ambos os concretos são mostradas na Tabela 5.2, juntamente com seus respectivos desvios-padrão e coeficientes de variação. A resistência à compressão do CCG e do CCP variou de 22,0 MPa a 28,6 MPa, correspondendo a uma pequena dispersão entre os valores.

A resistência à compressão do concreto é importante nos resultados de ensaios de aderência, pois suporta as concentrações de tensões geradas pelas nervuras que ocasionam o esmagamento localizado do concreto.

A resistência à tração do CCG e do CCP também apresentou pequena dispersão entre os valores e variaram de 2,16 MPa a 3,07 MPa. A resistência à tração do concreto é outro fator determinante do estado último de carregamento na ancoragem da armadura no caso da ruptura por fendilhamento de concretos convencionais ($f_c \leq 40$ MPa) em ensaios de aderência.

Tabela 5.2 - Resistências médias à compressão e à tração por compressão diametral.

Propriedade	μ (MPa)	σ (MPa)	CV (%)
P50			
Resistência à compressão (f_c)	28,6	2,11	7,38
Resistência à tração por compressão diametral (f_t)	3,07	0,24	7,82
G50			
Resistência à compressão (f_c)	24,7	1,65	6,68
Resistência à tração por compressão diametral (f_t)	2,16	0,14	6,48
G40			
Resistência à compressão (f_c)	23,8	1,06	4,45
Resistência à tração por compressão diametral (f_t)	2,42	0,15	7,07
G25			
Resistência à compressão (f_c)	22,0	1,02	4,64
Resistência à tração por compressão diametral (f_t)	2,38	0,11	4,62

μ - Média aritmética de 3 corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm (28 dias).

σ - Desvio-padrão da população finita.

CV - Coeficiente de variação = $(\sigma/\mu) \cdot 100$.

De acordo com GOTO (1971), em uma situação clássica em que uma barra de aço é arrancada de um bloco de concreto (Figura 5.1), a tração no concreto é gerada pela componente radial da tensão de aderência após o aparecimento das primeiras fissuras de aderência. Essa componente, perpendicular ao eixo da barra, carrega o concreto com uma tensão interna que provoca fissuras de cisalhamento ao longo da barra tracionada. A ruptura acontece quando essas tensões alcançam ou excedem a resistência à tração do concreto.

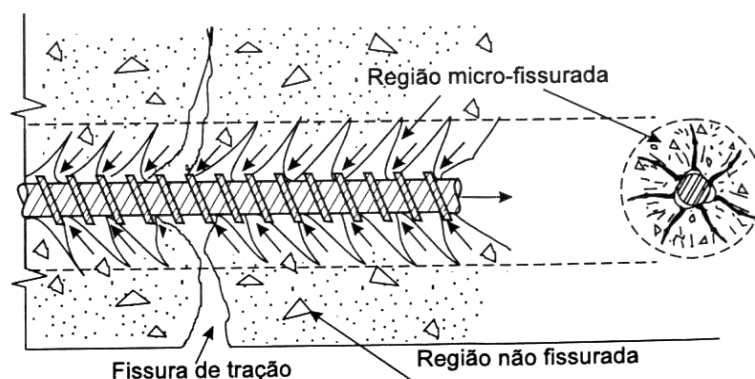


Figura 5.1 - Deformação do concreto após a formação de micro-fissuras (GOTO, 1971).

5.3 - ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

A resistência à compressão dos corpos-de-prova prismáticos destinados aos ensaios de aderência foi verificada por meio do ensaio de esclerometria. Este ensaio é considerado não-destrutivo, pois é realizado sem causar qualquer alteração física ou mecânica nos corpos-de-prova. Como já foi visto no Capítulo 4, o ensaio de esclerometria teve como objetivo comparar os resultados de resistência à compressão entre os corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos, ou seja, foi uma das técnicas utilizada como instrumento de controle da resistência mecânica.

Sendo assim, a Tabela 5.3 mostra os valores da resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos que foram obtidos segundo a NBR 5739 (1989) e a resistência à compressão dos corpos-de-prova prismáticos, concretados para a

realização dos ensaios de aderência, obtida pelo ensaio de esclerometria. Os valores obtidos nos dois tipos de ensaio foram bem próximos. A resistência à compressão nos corpos-de-prova cilíndricos de CCP foi cerca de 2% superior àquela apresentada pelos corpos-de-prova prismáticos. Já para o caso dos concretos de CCG ocorreu o inverso, os resultados dos corpos-de-prova prismáticos G50, G40 e G25 foram 7,3%, 2,5% e 2,3% superiores aos os cilíndricos, respectivamente.

Diante desses valores conclui-se que os resultados relativos aos ensaios de esclerometria foram satisfatórios quando comparados aos ensaios de resistência à compressão dos corpos-de-provas cilíndricos.

Tabela 5.3 - Resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos.

Corpos-de-Prova	Resistência à compressão (MPa)	
	Cilíndricos ^a	Prismáticos ^b
P50	28,6	28,0
G50	24,7	26,5
G40	23,8	24,4
G25	22,0	22,5

^a resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos obtida segundo a NBR 5739 (1989).

^b resistência à compressão dos corpos-de-prova prismáticos obtida por esclerometria segundo a NM 78 (1996).

5.4 - ENSAIOS DE ADERÊNCIA

5.4.1 - Tipos de Ruptura dos Corpos-de-prova Prismáticos

Existem três diferentes tipos de ruptura quando os corpos-de-prova são submetidos a ensaios de arrancamento (BARBOSA, 1998):

- a) Ruptura da barra de aço sem deslizamento em relação ao concreto (Figura 5.2a);
- b) Deslizamento livre da barra sem ruptura do concreto (Figura 5.2b);
- c) Ruptura do concreto durante o arrancamento da barra (Figura 5.2c).

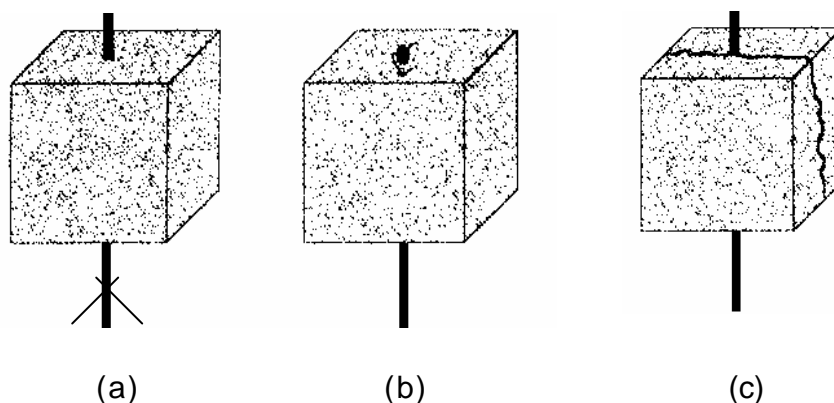


Figura 5.2 - Tipos de ruptura: (a) ruptura da barra; (b) deslizamento livre da barra; (c) ruptura frágil do concreto (BARBOSA, 1998).

Todos os concretos ensaiados apresentaram o mesmo comportamento no estado último de perda de aderência aço-concreto, que foi o deslizamento livre das barras de aço sem que houvesse a ruptura do bloco de concreto (Figura. 5.3). Esse é um exemplo típico de ruptura na qual ainda há atuação de certa carga sob a deformação crescente, mesmo após se ter atingido o estado último.

Como é comum nesse tipo de ruptura, foi possível observar vestígios de concreto pulverizado entre as nervuras após as barras de aço terem sido arrancadas totalmente dos blocos de concreto.

Ensaio de arrancamento realizados por FUSCO e VALLE (1995) na Escola Politécnica da USP revelaram que o significativo deslizamento de barras de aço, sem que o bloco de concreto tivesse se rompido, só foi conseguido para barras nervuradas embutidas em concreto de resistência não muito alta, até da ordem de $f_c = 25$ MPa e diâmetros de barra relativamente pequenos ($\phi \leq 16$). O que vem confirmar os resultados obtidos nesse estudo.

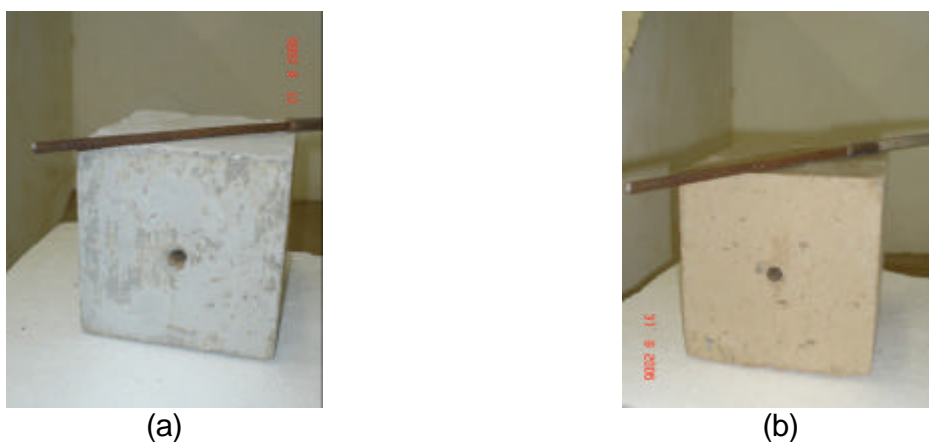


Figura 5.3- Deslizamento livre das barras de aço nos ensaios de aderência (a) concreto de cimento Portland (b) concreto de cimento geopolimérico.

5.4.2 - Força de Arrancamento

Este estudo propôs a obtenção de um comprimento de ancoragem suficiente para as barras de aço, de modo que as duas matrizes alcançassem níveis de carga (força de arrancamento) semelhantes. Após os ensaios dos concretos com comprimento de ancoragem igual a $5-d_s$ (G50 e P50) terem sido efetuados, os resultados apontaram que o CCG foi mais resistente que o CCP. Sendo assim, foram feitas reduções no comprimento de ancoragem do CCG até que o ensaio de aderência registrasse uma força de arrancamento (F) satisfatória para o deslizamento relativo igual a 0,1 mm, de acordo com o CEB/FIB MODEL CODE (1982). Duas séries de concretagens foram realizadas: na primeira o comprimento de ancoragem foi reduzido de $5-d_s$ (50 mm) para $4-d_s$ (40 mm) e na segunda para $2,5 d_s$ (25 mm).

As Figuras 5.4 a 5.7 mostram a força de arrancamento (F), obtida diretamente no ensaio de aderência, em função do deslizamento relativo das barras para G50, P50, G40 e G25. Observa-se que a forma das curvas corresponde àquela obtida nos ensaios de arrancamento clássico onde, o ramo ascendente mostra em seu primeiro estágio deslizamento nulo entre a barra de aço e o concreto e em seguida, a existência de uma zona quase linear desse deslizamento relativo. O pico da curva corresponde ao valor máximo da resistência da ligação de aderência. Após o pico, as variações do

deslizamento relativo apresentam um ramo descendente cuja inclinação exprime a fragilidade do comportamento da ruptura de ligação da aderência.

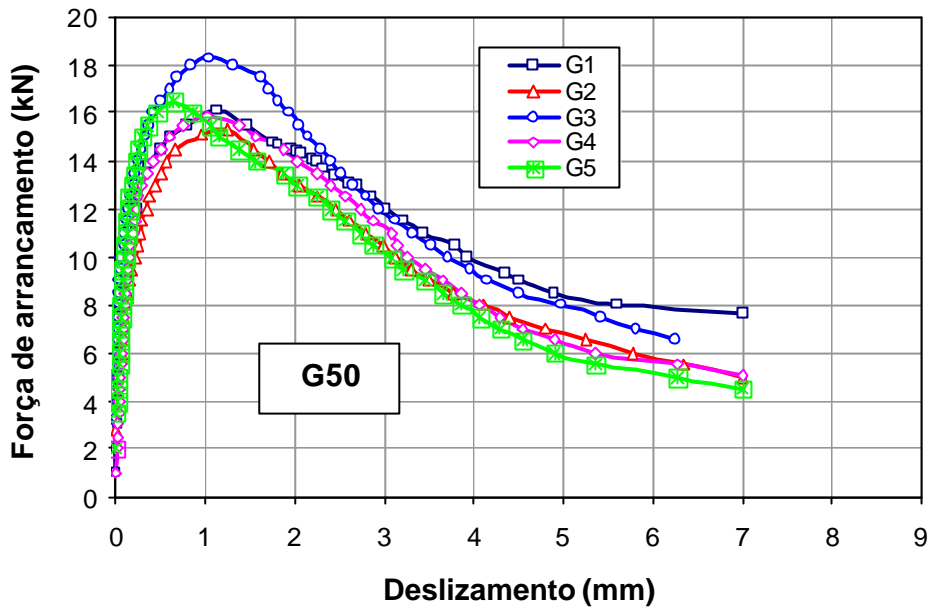


Figura 5.4 - Curvas da força de arrancamento do CCG em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $5 \cdot d_s$.

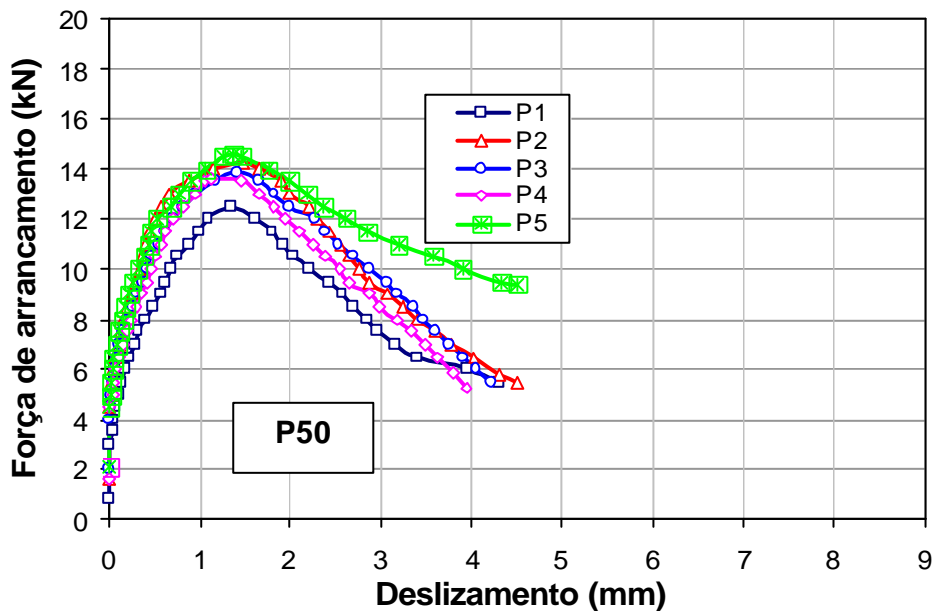


Figura 5.5 - Curvas da força de arrancamento do CCP em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $5 \cdot d_s$.

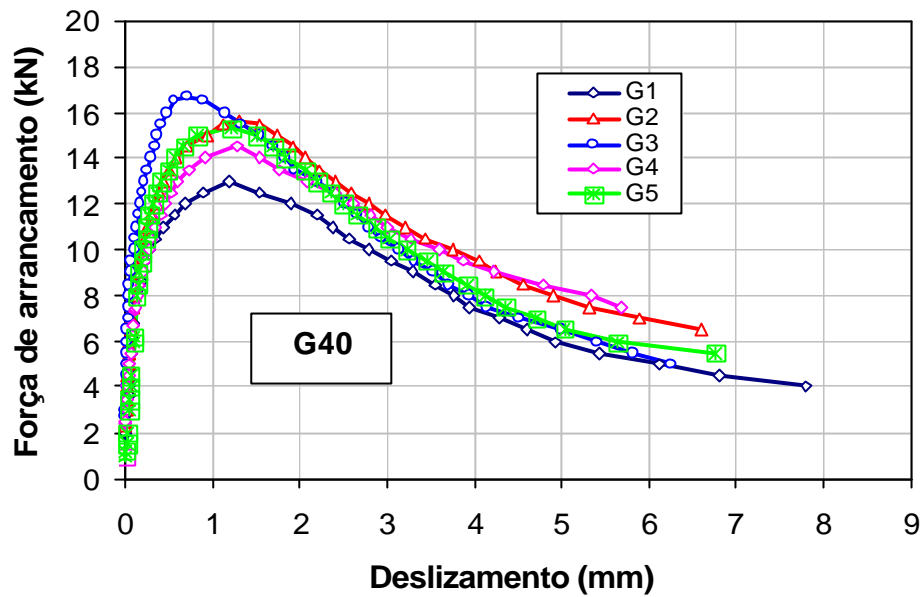


Figura 5.6 - Curvas da força de arrancamento do CCG em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $4 \cdot d_s$.

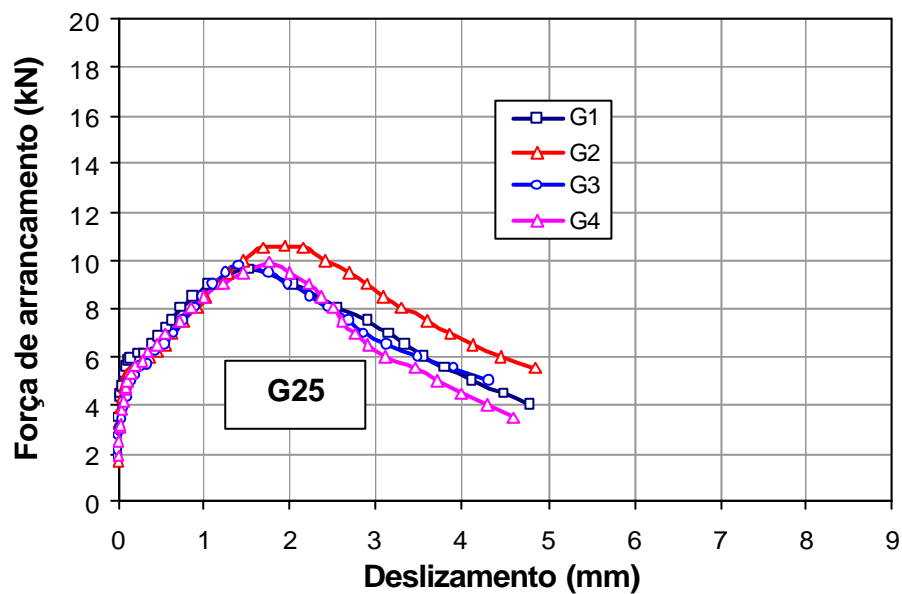


Figura 5.7 - Curvas da força de arrancamento do CCG em função do deslizamento relativo para comprimento de ancoragem igual a $2,5 \cdot d_s$.

As Figuras 5.8 e 5.9 mostram as curvas médias da força de arrancamento (F) versus deslizamento relativo (s), obtidas a partir dos valores das curvas apresentadas

nas Figuras 5.4 a 5.7. Na Figura 5.8 é possível notar que a curva referente ao G50, em toda sua extensão, atinge valores bem superiores em relação aos valores apresentados pela curva referente ao P50, o que mostra a superioridade das características de ligação aço-CCG. Por apresentar um maior comprimento de ancoragem e conseqüentemente uma superfície de contato maior, a curva do G50 também apresenta valores para a força de arrancamento maiores que as curvas do G40 e do G25.

Na Figura 5.9, a força máxima de arrancamento das barras de aço em relação ao bloco de concreto para o G50 superou em 17% àquele obtido para o P50, revelando seu melhor desempenho. Já a Figura 5.8 mostra detalhes da força de arrancamento para deslizamentos relativos até 0,2 mm. Com isso, pode-se observar que o início do deslizamento para os G50, P50, G40 e G25 ocorreu para as forças médias de arrancamento iguais a 2,36 kN, 1,63 kN, 2,07 kN e 1,82 kN, respectivamente, ou seja, todos os CCG iniciaram seus deslizamentos relativos para forças de arrancamento superiores àquela apresentada pelo CCP.

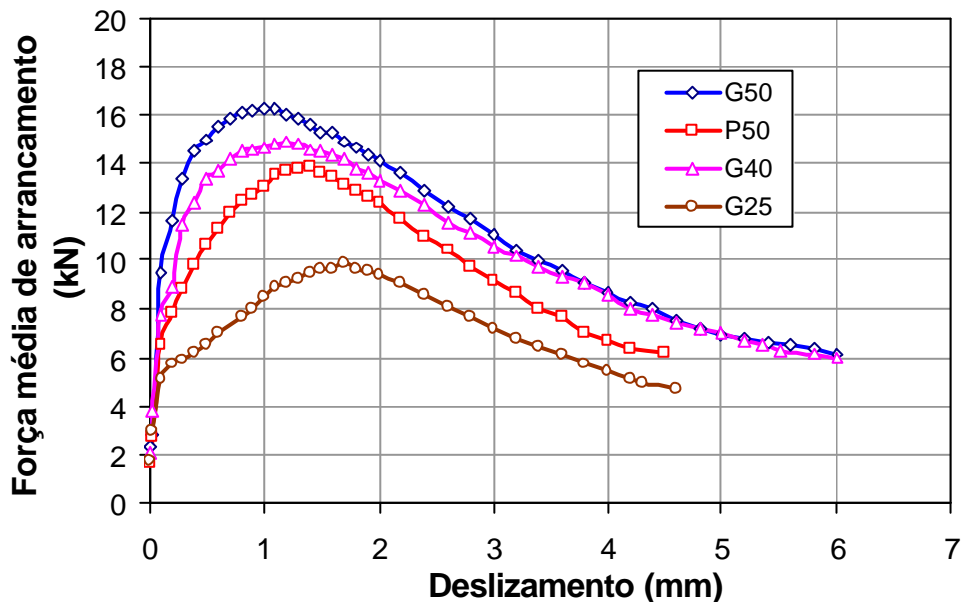


Figura 5.8 - Curvas da força média de arrancamento do CCG e do CCP em função do deslizamento relativo para os comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$.

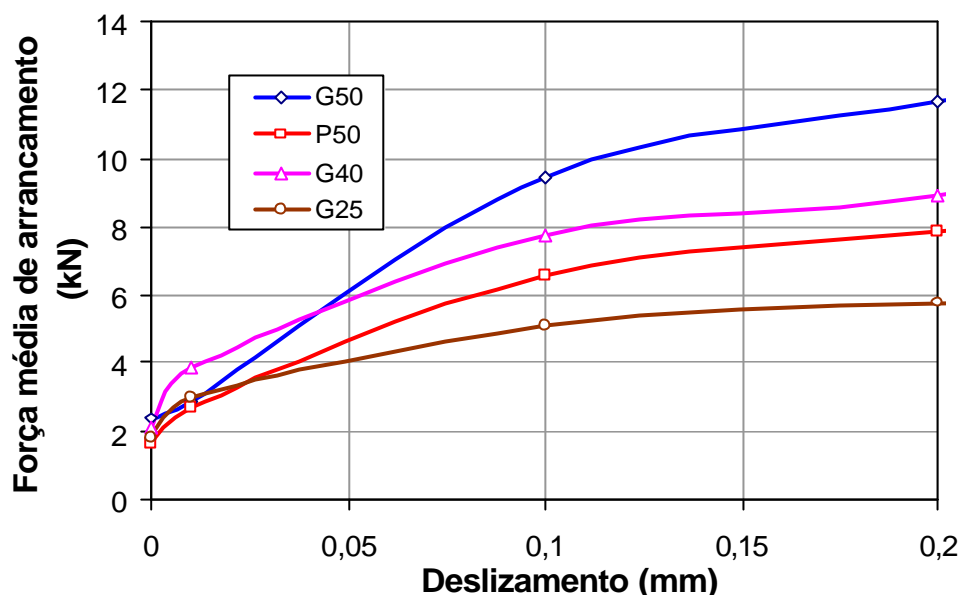


Figura 5.9 - Detalhe das curvas da força média de arrancamento do CCG e do CCP em função do deslizamento relativo até 0,2 mm para os comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$.

A Tabela 5.4 mostra os valores médios da força de arrancamento (F) para um deslizamento relativo (s) igual a 0,1 mm, e seus respectivos desvios-padrão e coeficientes de variação. Este limite (0,1 mm) é especificado pelo CEB/FIB MODEL CODE (1990) e representa o instante que corresponde à perda de aderência. Na mesma Tabela também foram agrupados os valores da relação $F_{0,1}/\epsilon_c$ para permitir a comparação direta dos resultados entre os corpos-de-prova de matrizes com diferentes resistências à compressão. O valor de $F_{0,1}$ para o G50 foi 40% superior ao apresentado pelo P50. Também foi observado que o valor de $F_{0,1}/\epsilon_c$ para o G50 foi 67% maior do que apresentado pelo P50. Dessa forma, fica evidente o melhor desempenho do CCG em ambas comparações.

A Tabela 5.4 também mostra os resultados obtidos para os corpos-de-prova com comprimentos de ancoragem reduzidos (G40 e G25). Observa-se que a $F_{0,1}$ obtida para o G40 ainda é superior ao P50 (referência) e que o G25 atingiu uma $F_{0,1}$ inferior à referência. Porém, quando são comparadas as relações $F_{0,1}/\epsilon_c$, o G40 continua

apresentando valor superior em relação ao P50 e o G25 apresenta valor igual. Logo, o CCG resistiu a cargas (F) com valores superiores ou similares ao CCP, mesmo com a redução do comprimento de ancoragem.

Tabela 5.4 - Força de arrancamento (F) para um deslizamento relativo $s = 0,1$ mm.

Concreto	$F_{0,1}$ (kN)	$F_{0,1}/\epsilon_c$ ($10^{-3} \times m^2$)	s (kN)	CV (%)
P50	7,00	0,24	0,41	5,86
G50	9,80	0,40	0,37	3,78
G40	7,70	0,32	0,36	4,68
G25	5,30	0,24	0,31	5,85

5.4.3 - Tensão de Aderência (t_b)

Os ensaios de aderência foram realizados conforme as prescrições do RILEM/CEB/FIP-RC6 (1983), as quais apresentam a variação do deslizamento (s) da barra nervurada na extremidade livre em relação ao concreto que a envolve, em função da força de arrancamento (F), sendo a tensão de aderência (t_b) calculada pela seguinte equação:

$$t_b = \frac{F}{p \cdot d_s \cdot L} \quad (5.1)$$

onde, d_s é o diâmetro nominal da barra de aço e L é o comprimento efetivo de ancoragem.

A Figura 5.10 mostra as curvas médias de tensão de aderência (t_b) obtidas pela Equação 5.1 *versus* deslizamento relativo medido, a partir das quais das quais podem ser feitas as seguintes observações:

- O início do deslizamento da barra de aço em relação ao bloco de concreto para o P50 ocorreu para uma tensão de aderência igual a 1,04 MPa. Já no G50, o deslizamento da barra de aço iniciou com uma tensão de aderência igual a

1,50 MPa, ou seja, 44% superior. Para os demais concretos (G40 e G25) as barras iniciaram os deslizamentos relativos para as tensões de aderência iguais a 1,65 MPa e 2,32 MPa, respectivamente.

- Até alcançar a tensão máxima de aderência ($t_{bmáx}$), que é representada pelos picos das curvas, as barras continuam apresentando deslizamento relativo crescente devido ao esmagamento do concreto entre as nervuras.
- Após ter alcançado o valor máximo, nota-se uma queda considerável nos valores de tensão de aderência para maiores deslizamentos (ramo descendente das curvas), o que caracteriza a tensão de aderência residual (t_{br}). É possível verificar que o ramo descendente do G25 apresenta tensões de aderência residuais superiores a G40, G50 e P50, respectivamente.
- A tensão última de aderência residual do P50, G50, G40 e G25 foi 3,96 MPa, 3,94 MPa, 4,8 MPa e 5,95 MPa, respectivamente. Após o término da tensão de aderência residual (t_{br}) as curvas apresentam um patamar horizontal semelhante ao caso de arrancamento de barras lisas.

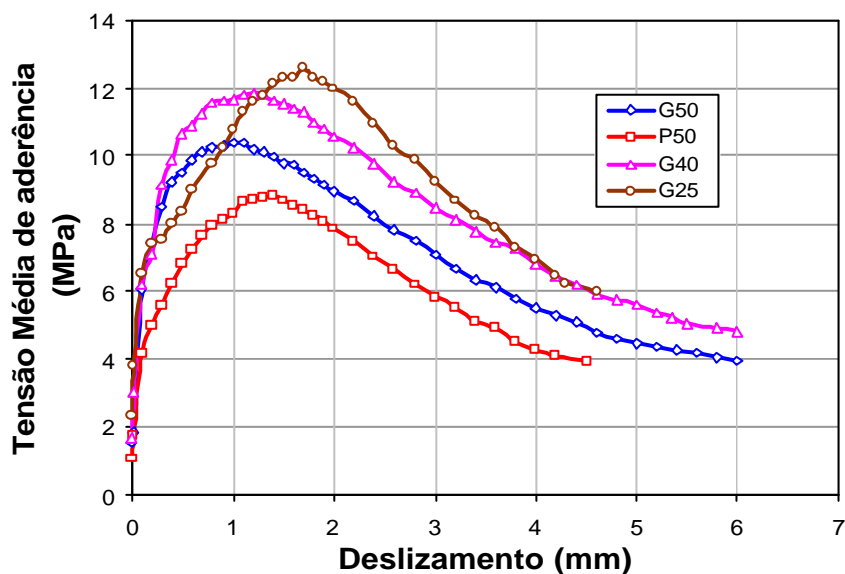


Figura 5.10 - Curvas tensão média de aderência do CCP e do CCG em função do deslizamento relativo para comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$.

A Tabela 5.5 mostra os valores médios da $t_{b\text{máx}}$ e $t_{b\text{máx}}/f_c$ com seus respectivos deslizamentos relativos. O valor da $t_{b\text{máx}}$ e $t_{b\text{máx}}/f_c$ para o G50 foi 18% e 35% superior aos valores obtidos pelo P50, mostrando o melhor desempenho do CCG. A Tabela 5.5 também mostra valores maiores para $t_{b\text{máx}}$ nos corpos-de-prova com comprimentos de ancoragem inferiores (G40 e G25), ou seja, os valores de tensão de aderência são inversamente proporcionais ao comprimento de ancoragem, como pode ser visto na Equação 5.1.

Tabela 5.5 - Tensão de aderência máxima, ($t_{b\text{máx}}/f_c$) e seus respectivos deslizamentos.

Concretos	$t_{b\text{máx}}$ (MPa)	$t_{b\text{máx}}/f_c$	s (MPa)	CV(%)	s (mm)
P50	8,83	0,31	0,76	8,61	1,40
G50	10,38	0,42	0,77	7,41	1,00
G40	11,84	0,50	0,94	7,94	1,20
G25	12,60	0,57	0,88	6,98	1,70

A Figura 5.11 mostra os detalhes das tensões médias de aderência para os deslizamentos iniciais, até 0,2 mm. Com isso foi possível constatar que tanto para os deslizamentos relativos iniciais quanto para o deslizamento igual a 0,1 mm as curvas com comprimentos de ancoragem menores (G40 e G25) também apresentaram tensões de aderência superiores.

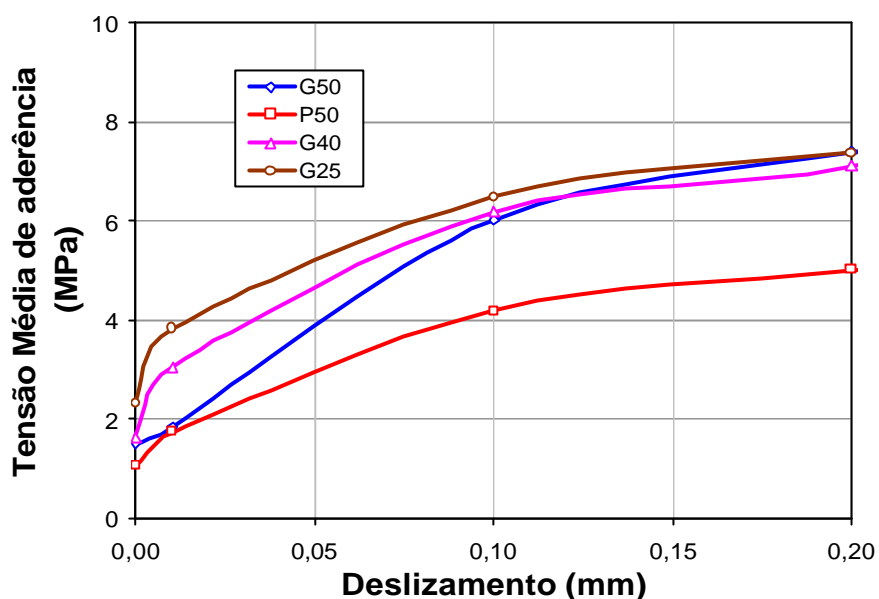


Figura 5.11 - Detalhe das curvas tensão média de aderência do CCG e do CCP em função do deslizamento relativo até 0,2 mm para comprimentos de ancoragem iguais a $5 \cdot d_s$, $4 \cdot d_s$ e $2,5 \cdot d_s$.

A Tabela 5.6 mostra os valores médios das tensões de aderência (t_b) para um deslizamento relativo (s) igual a 0,1 mm, limite especificado pelo CEB/FIB MODEL CODE (1990) que representa o instante que corresponde à total perda de aderência. Na mesma Tabela também foram apresentados os valores da relação $t_{b\ 0,1}/\epsilon_c$. O valor de $t_{b\ 0,1}$ para o G50 foi 43% superior àquele apresentado pelo P50, novamente evidenciando o melhor desempenho do CCG. Também foi observado que o valor de $t_{b\ 0,1}/\epsilon_c$ para o G50 foi 60% maior àquele apresentado pelo P50. Para os outros concretos (G40 e G25), a $t_{b\ 0,1}$ e a $t_{b\ 0,1}/\epsilon_c$ apresentaram valores superiores tanto em relação a referência (P50) quanto ao G50.

Tabela 5.6 - Tensões médias de aderência (t_b) para deslizamentos relativos $s = 0,1$ mm.

Concretos	$t_{b0,1}$ (MPa)	$t_{b0,1}/\epsilon_c$	s (MPa)	CV(%)
P50	4,20	0,15	0,40	9,52
G50	6,00	0,24	0,43	7,17
G40	6,18	0,26	0,49	7,93
G25	6,43	0,29	0,42	6,53

Além dos valores para $t_{b0,1}$ e $t_{bmáx}$ obtidos nos ensaios de aderência, a Equação 5.2 fornece um valor médio para a tensão de aderência (t_{bm}), de acordo com as recomendações da *Permanent Commission of Concrete* (CPH, 1999):

$$t_{bm} = \frac{t_{0,01} + t_{0,1} + t_{1,0}}{3} \quad (5.2)$$

Esta maneira de cálculo fornece um valor mais seguro e conservador da tensão de aderência do que se fosse considerada a carga máxima dada no ensaio de arrancamento. Essa afirmação parte da premissa de que os valores médios obtidos são sempre menores que a tensão máxima ($t_{bmáx}$) alcançada. A Tabela 5.7 mostra os valores em cada corpo-de-prova e os valores médios das tensões de aderência (t_{bm}) para os deslizamentos relativos iguais a 0,01; 0,1 e 1,0 mm (Equação 5.2).

A tensão de aderência média (t_{bm}) para o P50 foi igual a 4,7 MPa e para o G50 6,0 MPa, ou seja, um valor aproximadamente 28% superior. Já a relação t_{bm}/ϵ_c do G50 foi 50% maior àquela apresentada pelo P50. Mesmo com o comprimento de ancoragem reduzido pela metade, o G25 apresentou um valor de t_{bm}/ϵ_c cerca de 100% maior que o P50.

Tanto para as recomendações do CEB/FIP MODEL CODE quanto para as prescrições do CPH (1999), o CCG apresentou melhor desempenho com relação à aderência do que o CCP.

Tabela 5.7 - Resultados do ensaio de arrancamento para o G50, G40, G25 e P50, segundo as recomendações do CPH (1999).

Concreto	Tensão de aderência (MPa)			t_{bm} (MPa)	t_{bm}/ϵ_c
	0,01 mm	0,1 mm	1,0 mm		
P50	1,7	4,2	8,3	4,7	0,16
G50	1,8	6,0	10,3	6,0	0,24
G40	1,8	6,2	11,7	6,6	0,28
G25	3,8	6,4	11,0	7,1	0,32

5.5- TENSÃO DE ADERÊNCIA (t_b) SEGUNDO A NBR 6118 (2003) E O CEB/FIB MODEL CODE (1990)

Como foi visto nas seções anteriores, a tensão de aderência pode ser obtida por meio de ensaios de arrancamento de barras de aço. Porém, esta também pode ser estimada por equações estabelecidas por diferentes normas em vigor.

A Tabela 5.8 mostra os valores estimados para a tensão de aderência segundo a NBR 6118 (2003) e o CEB/FIP MODEL CODE (1990), bem como os valores obtidos nos ensaios de aderência do programa experimental realizado neste estudo.

De acordo com a NBR 6118 (2003) e o CEB/FIP MODEL CODE (1990), as tensões de aderência são calculadas levando-se em consideração como principal parâmetro a resistência à compressão do concreto (Tabelas 3.2 e 3.3 do Capítulo 3). Com isso, os valores de t_b obtidos para o CCP foram maiores em relação aos obtidos para o CCG, ao contrário do que foi verificado nos ensaios de aderência para $t_{b0,1}$. Isso revela que as normas podem ser aplicadas na estimativa de cálculo da tensão de aderência para os CCP, porém no caso dos CCG, além da resistência à compressão existem outros parâmetros como a homogeneidade, porosidade e a quantidade de cristais fracos de portlandita formados na zona de transição aço-CG que influenciam as propriedades resistentes da ligação entre o aço e o concreto.

Tabela 5.8 - Tensões de aderência segundo a NBR 6118 (2003) e o CEB/FIP MODEL CODE (1990).

Concretos	f_c (MPa)	NBR 6118 (2003)	CEB/FIP (1990)	$t_{b0,1}$ (MPa)
P50	28,6	4,41	5,22	4,2
G50	24,7	4,00	4,85	6,0

5.6 - COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

O comprimento de ancoragem é função da conformação superficial das barras, da qualidade do concreto, da posição das armaduras, dos esforços de tração e do arranjo da própria ancoragem.

As relações entre as tensões de aderência ($t_{b0,1}$, t_{bm} e $t_{bmáx}$, do CCG e do CCP) obtidas a partir dos ensaios de aderência e o comprimento de ancoragem, calculado por meio da Equação 3.9, de acordo com o CEB/FIP MODEL CODE (1990), são mostradas na Figura 5.12.

Observa-se que os comprimentos de ancoragem do G50 foram aproximadamente 27%, 12% e 15% inferiores àqueles apresentados pelo P50 para as tensões $t_{b0,1}$, t_{bm} e $t_{bmáx}$, respectivamente; ou seja, por apresentar maiores tensões de aderência, o CCG exige, sob mesmas condições que o CCP, um menor comprimento de ancoragem.

Para o G50, a tensão de aderência média (t_{bm}) foi aquela que conduziu a um comprimento de ancoragem mais conservador, ou seja, dentre as tensões em questão esta apresentou maior comprimento de ancoragem (212 mm). Para o P50, a tensão de aderência para um deslizamento igual 0,1 mm ($t_{b0,1}$) levou a um comprimento de ancoragem maior (281 mm), o que revela um valor mais conservador para este caso. Para ambos os concretos, G50 e P50, a $t_{bmáx}$ obteve um comprimento de ancoragem iguais a 120 mm e 142 mm, respectivamente. Estes comprimentos de ancoragem são

bem menores que aqueles encontrados para as demais tensões, o que conduz a valores bem menos a favor da segurança.

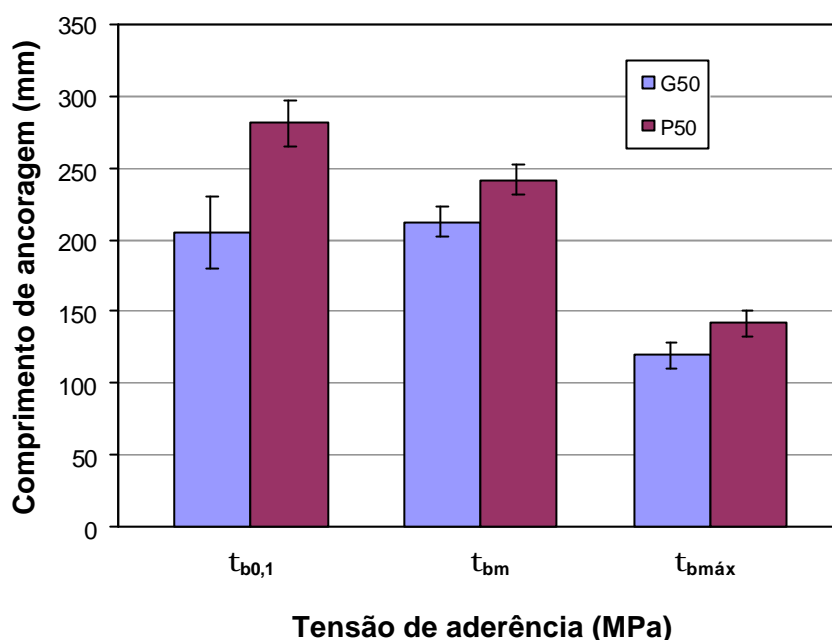


Figura 5.12 - Relação entre as tensões de aderência obtidas nos ensaios e o comprimento de ancoragem obtidos segundo o CEB/FIP MODEL CODE (1990).

A Figura 5.13 mostra a tensões de aderência calculadas de acordo com a NBR 6118 (2003) e CEB/FIP MODEL CODE (1990) relacionadas com os comprimentos de ancoragem obtidos pela Equação 3.9. É possível observar que, ao contrário do que foi mostrado na Figura 5.12, o comprimento de ancoragem do G50 foi aproximadamente 11% e 8% maior em relação ao P50 para a NBR 6118 (2003) e CEB/FIP MODEL CODE (1990), respectivamente.

Como já foi visto, as normas são aplicadas de forma satisfatória na estimativa de cálculo para os CCP, porém, os experimentos realizados mostram que as normas não são muito eficazes na estimativa da tensão de aderência e comprimento de ancoragem para os CCG.

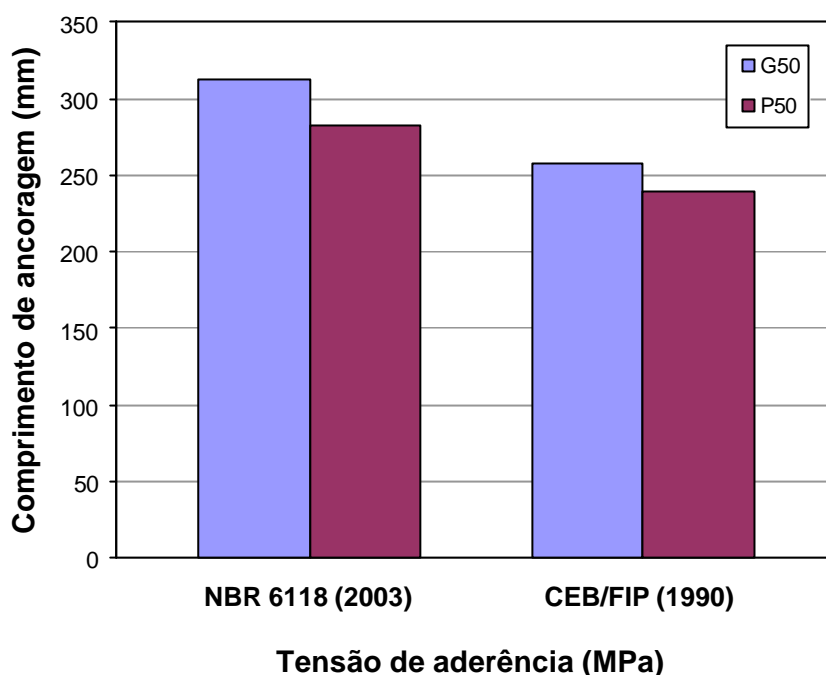


Figura 5.13 - Relação entre as tensões de aderência obtidas segundo a NBR 6118 (2003) e o CEB/FIP MODEL CODE (1990) e o comprimento de ancoragem.

5.7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento segundo as prescrições do RILEM/CEB/FIP-RC6 (1983). Dessa forma, faz necessário constatar que os objetivos propostos superaram as expectativas, na qual o CCG mostrou bons resultados, apresentando melhor desempenho em relação ao CCP, tanto para a força de arrancamento quanto para a tensão de aderência e com isso conduzindo a expressivas reduções dos comprimentos de ancoragens.

Como consequência dessa superioridade das características de ligação, o CCG tem apresentado vantagens tanto em relação às propriedades mecânicas quanto também de ordem econômica.

Capítulo 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 - CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos no programa experimental, foi possível verificar a potencialidade do uso do concreto de cimento geopoliméricos (CCG) em substituição ao concreto de cimento Portland (CCP). Também puderam ser obtidas as seguintes conclusões:

Os valores obtidos nos ensaios de abatimento de tronco de cone e tempo Vebe, tanto para o CCG como para o CCP, apresentaram boa trabalhabilidade, mesmo sem uso de superplastificantes. Apesar do cimento geopolimérico apresentar elevada viscosidade, ele também possui como principal característica, excelente moldabilidade.

O ensaio de esclerometria realizado nos corpos-de-prova prismáticos com o objetivo de comparar os resultados de resistência à compressão obtidos nos corpos-de-prova cilíndricos mostrou que os valores da resistência à compressão foram bem similares, apresentando uma variação menor que 10% entre os resultados.

Nos ensaios de aderência todos os concretos apresentaram o mesmo comportamento no estado último de perda de aderência aço-concreto, apresentando deslizamento livre das barras de aço sem que houvesse a ruptura do concreto. Esse é um exemplo típico de ruptura na qual ainda há atuação de uma certa carga sob a deformação crescente após ter alcançado o estado último.

A forma geral das curvas tensão de aderência (t_b) versus deslizamentos relativos obtidas para os CCG correspondem àquelas obtidas nos ensaios de arrancamento clássico.

Quando comparadas as relações $F_{0,1}/f_c$ obtidas pelo ensaio de aderência, os corpos-de-prova de cimento geopolimérico com 25 mm de comprimento de ancoragem apresentaram um valor igual ao obtido pelo P50, ou seja, o CCG resistiu a cargas (F)

similares as do CCP, mesmo com a redução de 50% do comprimento de ancoragem. Porém, quando calculado pelo CEB/FIP MODEL CODE (1990) obteve-se uma redução máxima de 27% do comprimento de ancoragem para o CCG em relação ao CCP.

Os resultados relativos à tensão de aderência (t_b) para o CCG comprovam seu excelente desempenho em relação ao CCP e ressaltam a importância das propriedades da interface aço-matriz.

A utilização das normas em vigor para a estimativa de cálculo da tensão de aderência não são eficazes para o CCG, pois leva em consideração apenas a resistência à compressão do concreto. Porém sabe-se que além da resistência à compressão existem outros parâmetros como a homogeneidade e a quantidade de cristais de portlandia formada nas zonas de transição aço-CG, que influenciam as propriedades resistentes de aderência entre o aço e o concreto.

As expressões das Normas NBR 6118 (2003) e CEB/FIP MODEL CODE (1990) para o cálculo do comprimento de ancoragem são superiores aos valores obtidos experimentalmente.

Faz-se necessário comentar que este trabalho apresenta resultados preliminares sobre a tensão de aderência e o comprimento de ancoragem do CCG e que mais estudos devem ser realizados para que a futura aplicação deste material na construção civil seja confiável. Porém, os resultados obtidos nesse estudo indicam que o cimento geopolimérico é mais resistente no que diz respeito às propriedades de ligação aço-concreto, proporcionando uma significativa redução no comprimento de ancoragem em estruturas de concreto armado.

6.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados obtidos nesse estudo são feitas as seguintes recomendações:

-
- Estudar de forma mais detalhada as propriedades mecânicas do CCG, bem como as resistências mecânicas, as relações entre tensão e deformação e módulo de deformação longitudinal.
 - O CCG atinge a pega rapidamente, não oferecendo um tempo hábil para o manuseio do concreto. Dessa forma, são necessários estudos para avaliar as propriedades físicas, químicas e mecânicas dos CCG fabricados com o uso de aditivos químicos como os retardadores de pega de forma a torná-lo trabalhável por um período de tempo maior.
 - Determinar a tensão de aderência (t_b) entre o CCG e barras de diversos tipos de material (**barras metálicas:** barras de aços com revestimentos protetores; **barras não metálicas:** de vidro, de carbono, de aramida);
 - Determinar a tensão de aderência em CCG para resistências à compressão superiores ($f_c \geq 40$ MPa) e também para barras de aço com diâmetros nominais diferentes.
 - Estudar a influência da posição das barras em relação à direção da concretagem nos CCG.
 - Promover estudos com a utilização de elementos estruturais de CCG em tamanho reais que permitam uma melhor investigação tanto para as propriedades de aderência aço-concreto quanto o comprimento de ancoragem das barras de aço.
 - Avaliar os mecanismos de fissuração dos CCG submetidos a esforços de flexão ou a diversos tipos de esforços.
 - Estudar o fenômeno da aderência de barras de aço em CCG quando sujeito à aplicação de cargas cíclicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI - 228 - 1R, (1989) - **In Place Methods for Determination of Strength of Concrete**, American Concrete Institute, Detroit, 26pp.
- ACI 364.1R (1993) - **Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation**, American Concrete Institute, ACI Material Journal, Sep/Oct., pp.479-498.
- ACI 201.2R. (1994) - **Guide to Durable Concrete**. American Concrete Institute, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 41 p
- ALMEIDA, M. C. F. (1984) – *An Analysis of Cracking Behaviour of Reinforced Concrete*. **Thesis submitted for the degree of Master of Philosophy in the faculty of Engineering to the Council for National Academic Awards**, London, The polytechnic of Central London, 112p.
- ALVES, M. F; CREMONINI,R.A; DAL MOLIN, D.C.C. (2004) – *A comparasion of mix proportioning methods for high-strength concrete*. **Cemente & concrete Composities**, Vol. 26, p.613-621.
- ANDRADE, W. P. (1997) - *Concretos : Ensaio e Propriedades*. **Equipe de Furnas, Laboratório de Concreto**, Ed. Pini, Cap. 18 - Agentes Agressivos ao Concreto,25 p.
- ASTM E-632. (1982) - **Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials**. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.
- ASTM C 900 (1994) - **Standard method for pullout strength of hardened concrete**, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 4 p.
- BARBOSA, M, P. (1998) – *Uma Contribuição Experimental e Numérica sobre Estruturas de Concreto Armado de Elevado Desempenho: Estudo da Aderência-Ancoragem e do Comportamento de Vigas Fletidas*. **Tese de Mestrado**, Universidade Estadual Paulista, Agosto, p. 51-54.
- BAKHAREV, T. – *Resistance of geopolymer materials to acid attack*, **Cement & concrete research** **35**, 2005, p.658 - 670.
- BALAGURU, P. N., SHAH, S. P. (1992) - *Fiber Reinforced Cement Composites*. McGraw-Hill, Inc. New York, USA, 530 p.

-
- BALAGURU, P., KURTZ, S., RUDOLPH, J. (1997) - *Geopolymer for Repair and Rehabilitation of Reinforced Concrete Beams*, **The Geopolymer Institute**. Retrieved, 3 April, 2002, from the World Wide, p. 658-670.
- BONEN, D; COHEN, M. – *Magnesium sulfate attack on Portland cement paste: 1. Microestrutural Analysis*, **Cement & concrete research** **22**, 1992, p.169 - 180.
- BSI 1881: PART 104, (1983) - **Testing Concrete Part 104: Method for Determination of Vebe Time**. British Standard Institute (BSI) .
- BSI 1881: Part 202, (1986) - **Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer**, British Standard Institution, London.
- BUNGEY, J. H. (1989) - **The Testing of Concrete in Structures**, 2 ed., London, Surrey University Press.
- CAMPBELL, D. H; FOLK, R. L (1991) – *The ancient Egyptian pyramids, concrete or rock?* **Concrete International**, p. 30-39.
- CARRASQUILLO, P.M (1988) – *Pull out test on straight deformed bars embedded in superplasticized concrete*. **ACI Material Journal**, março-abril, p. 52.
- CDIAC (Carbon Dioxid Information Analisis Center), (2000) - **Trends on line - A Compendium of Data on Global Change**, janeiro.
- CEB-FIP MODEL CODE (1990) - *Bond Action and Behavior for Reinforcement*. **Comité Euro-International du Béton**, Paris.
- CHANG, J. J. (2003) - **Cemente Concrete Research**. **33**, p.1005.
- COLLINS, M. P., MITCHEL, F.J. (1986) - *The Modified Compression-field Theory for Reinforced Concrete Subjected to Shear*, **American Concrete Institute - ACI**.
- COMRIE, D. C., PATERSON, J. H., RITCHEY, D. J. (1988) - *Geopolymer Technologies in Toxic Waste Management*. Paper presented at the Geopolymer '88, **First European Conference on Soft Mineralurgy**, Compiègne, France, 20p.
- DAVIDOVITS, J. (1979) – *Syntesis of New High-Temperature Geo-polymers for Reinforced Plastics/Composites*, **Society of Plastic Engineers**, Brookfield Center, USA, p. 151-154.
- DAVIDOVITS, J. (1987) - *Ancient and Modern Concretes: What is the Real Difference*. **Concrete International**, V. 9, N. 12, 1987. p. 23-35.

- DAVIDOVITS, J. (1988) - *Geopolymeric Reactions in Archaeological Cements and in Modern Blended Cements*. Paper presented at the Geopolymer '88, **First European Conference on Soft Mineralurgy**, Compiègne, France.
- DAVIDOVITS, J. (1994) – *Properties of geopolymer cements*, **Proceedings of the First International Conference on Alkaline Cements and Concretes**, Vol. 1, SRIBM, Kiev, Ukraine, p. 131-149
- DAVIDOVITS, J. (1998) – *Soft Mineralurgy and Geopolymers*. Paper presented at the Geopolymer '88, **First European Conference on Soft Mineralurgy**, Compiègne, France.
- DAVIDOVITS, J. (1999) - *Chemistry of Geopolymeric Systems, Terminology*. Paper presented. **The Geopolymere '99 International Conference**, Saint-Quentin, France.
- DE LARRAD F., SCHALLER I., FUCHSJ. (1993) - *Effect of Bar Diameter on the Bond Strength of Passive Reinforcement in High-performance Concrete*, **ACI Material Journal**, julho-agosto
- DIAS, D. P.(2001) – *Cimentos geopoliméricos: estudo de agentes químicos agressivos, aderência e tenacidade à fratura*, **Tese de Doutorado**, Instituto Militar de Engenharia, IME, Rio de Janeiro, 216 p.
- DIAS, D. P., SOARES, A. M., VIANA, C. E., SOARES, J. C., AZEVEDO, P.H.B. (2005) - *Alkaline Activation of Kaolinitic Soils for the Production of Special Binders*, **Materials Science Forum**, Vols. 498-499, Switzerland, p. 394-400
- DUCATTI, V. A. (1993) – *Concreto de Elevado Desempenho: estudo da aderência com a armadura*. **Dissertação (mestrado em Engenharia Civil)** - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP – 293p.
- EDWARDS, I. E. S. (1970) – *The pyramids of Egypt*. **Harmondsworth**: Penguin.
- EGLINTON, M. (1998) - *Resistance of Concrete to Destructive Agencies*. In **Lea's Chemistry of Cement and Concrete** - Peter C. Hewlett, Ed. Arnold, London, p. 299-342.
- ELIGENHAUSEN, R., POPOV, E. P., BERTERO, V. V. (1982) - *Local Bond Stress-slip Relationship of Deformed Bars Under Generalized Excitations*, **Report nº 83/23 EERC**, University of California, Berkeley, USA

-
- ELIGENHAUSEN, R. (1983) - *Local Bond Stress-slip Relationship of Deformed Bars Under Generalized Excitations*, **Report to the National Science Foundation**, College of Engineering University of California, Berkeley, USA.
- FERGUSON, P. M. (1966) – *Bond Stress - The State of the Art*. **ACI Journal**, nov.
- FERRARIS, C. F; CLIFTON, J. R; STUTZMAN, P. E. GARBOCSI, E. J. (1997) – *Mechanisms of Degradation of Portland Cement-based Systems by Sulfate Attack*, **Mechanisms of Chemical Degradation of Cement-Based Systems**, K.L. Scrivener, J.F. Young (Eds.), London, p. 185 – 192.
- FERRET, R. (1939) – *Slags for the Manufacture of Cement*, **Revista Mater Constr. Trav Publish**, p. 250.
- FOCAOARU, I. (1984) - *Romanian Achievements in Nondestructive Strength of Concrete*, **In Situ/Nondestructive Testing of Concrete**, Special Publication SP-82, American Concrete Institute, Detroit, pp.35-56.
- FRAAY, A. L. A., BEJEN, J. M. (1989) - **Cement Concrete Research** **19**, p.235.
- GLUKHOVSKY, V. D. (1959) – *Soil Silicates*, **Gosstroj publishers**, Ukraine, p. 250.
- GOLLOP, R. S., TAYLOR, H. F. W. (1996) - *Microstructural and Microanalytical Studies of Sulfate Attack. IV. Reactions of a Slag Cement Paste with Sodium and Magnesium Sulfate Solutions*. **Cement and Concrete Research**, V. 26, N. 7, p. 1013-1028.
- GOURLEY, J. T., JOHNSON, G. B. (2005) - *Developments in Geopolymer Precast Concrete*. Paper presented, **The International Workshop on Geopolymers and Geopolymer Concrete**, Perth, Australia, 15p.
- HAMAD, B. S. (1995) - *Comparative Bond Strength of Coated and Uncoated Bars with Different Rib Geometries*. **ACI Materials Journal**, V. 92, N. 6, November-December, p. 579-590
- HARRISON. W.H. (1987) - *Durability of Concrete in Acidic Soils and Waters*, **Concrete** **1 (2)**, p. 18-24.
- HAWKINS, N. M., (1986) - *Reinforced and Prestressed Concrete Structures Subjected to Static and Dynamic loadings*, **American Concrete Institute - ACI**, p.1-10.
- HELENE, P. TERZIAN, P. (1992) - *Manual de Dosagem e Controle do Concreto. Projeto de Divulgação Tecnológica Encol, Engenharia, comércio e Indústria*. Ed. Pini, Brasília, DF.

-
- HOUDE, J. (1973) - *Study of Force-displacement Relationships for the Finite Element Analysis of Reinforced concrete*, **Report N. 73-2**, Dept. Of Civil Engineering e Applied Mechanics, McGill University, Montreal, p. 46.
- HRIBAR, J. A. & VASKO, R. C. (1969) - *End Anchorage of High Strength Steel Reinforced Bars*. **ACI Journal**, November.
- HSU, T. T. C., BELARBI, A. (1994) - *Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened By Concrete*, **Structural Journal, ACI**, Vol. 91, issue: 4.
- HYETT, A. J., MOOSAVI, M., BAWDEN, W. F. (1996) - *Load Distribution Along Fully Grouted Bolts, with Emphasis on Cable Reinforcement*. **Int. J. Num. Analitic. Meth. Geomech.** **20**, pp. 517-544.
- IRASSAR, E. F. (1990) - *Sulfate Resistance of Blended Cement: Prediction and Relation with Flexural Strength*. **Cement and Concrete Research**, V. 20, N. 2, p. 209-218.
- JAARVELD, J. G. S., DEVENTER J. S. J., LUKEY, G. C. (2002) - *The Effect of Composition and Temperature on the Properties of Fly ash and Kaolinite-based Geopolymers*, **Chemical Engineering Journal**, V. 4001, p.1-11.
- JIANG, D. H., SHAH, S. P., ANDONIAN, A. T. (1984) - *Study of the Transfer of Tensile Forces by Bond*. **ACI Journal**, **N. 81-24**, may-june, p. 251-260.
- KEVIN, D. I., KENNETH, E. D., JAMES, L. M. (1993) - *The Pyramids - Cement or Stone?* **Journal of Archaeological Science** **20**, University of North Texas, Department of Chemistry, p. 681-687.
- KHELAFI H., (1988) - *Contribution a l'etude de l'association armature-beton de haute performance*, **Tese de Doutorado**, INSA, Toulouse, 150p.
- KRIVENCO, P. (1997) - *Alkaline Cements: terminology classification, aspects of durability*, in: H. Justne (Ed.), **Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement**, Gothenburg, Sweden, p. 6.
- KUMAR, S., KAMESWARA RAO, C. V. S. (1994) - *Effect of Sulfates on the Setting Time of Cement and Strength of Concrete*. **Cement and Concrete Research**, V. 24, N. 7, p. 1237-1244.
- LOCHER, F. W., SPRUNG, S., KORF, P., ZEMENT-KALK-GIPS 26. (1973) - **ACI Special Publication**, p.349.
- LUTZ, L. A.; GERGELY, P. (1967) - *Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete*. **ACI Journal**, v. 64, p.711-721, nov.

- MALIER, Y. (1991) - The French Approach to Using High Performance Concrete. **Concrete International**, p. 28-32.
- MALONE, P. G., CHARLIE A. RANDALL, J., e KIRKPATRICK, T. (1985) - *Potential Applications of Alkali-Activated Alumino-Silicate Binders in Military Operations*. Washington, DC: **Department of The Army**, Assistant Secretary of the Army (R&D), p. 11.
- MARTINS, P. C. R. (1981) - *Modelisation du Comportement Jusqu'a la Rupture em Flexion de Poutres en beton a Precontrainte Exterieur ou Mixte*, **Tese de Doutorado**, Ecole Centrale Paris, França.
- MEHTA, P. K. (1986) - *Concrete: Structure, Properties and Materials*. Ed. Prentice Hall, New Jersey, 1986. p. 105-167.
- MEHTA, P. K. (1993) – *Sulfate Attack on Concrete: a Critical Review*, R.R. Villarreal (Ed.). **Concrete Durability**, University Autonoma de Nuevo Leon, p. 107 – 132.
- MENDELSSOHN, K. (1974) – *The Riddle of the Pyramids*. New York: Praeger. p. 349.
- NBR 7477 (1982) - **Determinação do Coeficiente de Conformação Superficial de Barras e Fios de Aço Destinados a Armadura de Concreto Armado**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), São Paulo.
- NBR 9776 (1982) - **Agregado - determinação da absorção e massa específica do agregado graúdo**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), São Paulo.
- NBR 9202 – MB2145 (1985) - **Cimento Portland e Outros Materiais em Pó – Determinação da Finura por Meio da Peneira 0,044mm (nº 325)**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR-9776 – MB 2643 (1987) - **Agregados – Determinação da Massa Específica de Agregados Miúdos por meio do Frasco de Chapman**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 6474 (1987) - **Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica Método de Lê Chatelier**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 7217 – MB7 (1987) - **Agregados – Determinação da Composição Granulométrica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 5744 – MB511 (1989) - **Cimento Portland – Determinação de Resíduo Insolúvel**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.

-
- NBR 5743 – MB510 (1989) - **Cimento Portland – Determinação de Perda ao Fogo**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 5739 – MB3 (1994) - **Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 7222 – MB212 (1994) - **Argamassa e Concreto - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 5738 – MB2 (1994) - **Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos - Método de Ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBRNM 78 (1996) - **Concreto Endurecido – Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 7224 – NM76 (1998) - **Determinação da Finura pelo Método de Permeabilidade ao Ar (Método Blaine)**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 1998.
- NBRNM 67 (1998) - **Concreto – Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 6152 (2002) - Materiais **Metálicos - Ensaio de Tração à Temperatura Ambiente**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 6118 (2003) - **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado**. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NEVILLE, A. M. (1975) - **Properties of Concrete**, 2nd Ed., Ed. Pitman, London, 687 p.
- NOGHABAI, K.; OLSSOU U.; CLOSSON T. (1993) - *Bond properties of high strength concrete*. **Proceedings of high-strength concrete 193**, Symposium in Lillehammer, Norway, Junho.
- PALOMO, A.; LOPEZ, J. (1999) – *Alkaline Activation*, **Cement Concrete Research 33**, p. 281.
- PURDON, A. O. (1940) – *The Action of alkalis on Blastfurnace Slag*, **Journal of the Society of Chemical Industry 59**, p. 191-202.

- REHM, G. (1961) – *The Basic principles of the Bond Between Steel and Concrete*. C & CA Library Translation n. 134 (**Über die Grunlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton**. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, p.59).
- RILEM/CEB/FIP-RC5 (1983) - **Bond Test for Reinforcement Steel: 1. Beam Test (Revised Edition)**. CEB Manual on Concrete Reinforcement Technology, Lausanne .
- RILEM/CEB/FIP-RC6 (1983) - **Bond Test for Reinforcement Steel: 2. Pull-Out Test (Revised Edition)**. CEB Manual on Concrete Reinforcement Technology, Lausanne, 3 p.
- ROY D. M. (1998) – *Alkali-activated Cements opportunities and Challenges*, **Cement and Concrete research 29**, Pennsylvania, USA, p. 249-254.
- SANTHANAM, M; COHEN, M. D; OLEK, J. (2003) – *Mechanism of sulfate attack: a fresh look: part 2. Proposed mechanisms*, **Cement concrete research 33** , p. 341 – 346.
- SANTOS, S; SAVAGE A. M. (2003) - *Concreto e Durabilidade- A Deterioração da Estrutura*. Universidade Vale do Itajaí, **Artigo 364**, 4p.
- SILVA, F. J., THOMAZ, E. C. S., DIAS, D. P., OLIVEIRA, M. C., THAUMATURGO, C. (1999). *Cimento Polimérico Inorgânico para Aplicações Cívicas*. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia, V. XVI**, 3º Quadrimestre, p. 54-63.
- SILVA, F. J. (2000) - *Reforço e Fratura em Compósitos de Matriz Álcali-Ativada*. **Tese de Doutorado**. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2000. 271 p.
- SONG, X. J., MUNN, R., MAROSSZEKY, M., e BRUNGS, M. (2005) - *Investigation of Cracking Developed in Sulphuric Acid Resistant Concretes*. Paper presented, **the CIA 22nd Biennial Conference**, Concrete 05, Melbourne, Australia, 14p.
- SORETZ, S; HOLZENBEIN, H. (1979) – *Influence of rib dimensions of reinforced bars on bond and bendability*. **ACI Journal**. p.111-125.
- SOROUSHIAN, P; CHOI, K. (1989) – *Local Bond of Deformed Bars with Different Diameters in Confined Concrete*. **ACI Structural Journal**, v.86, n. 2, p. 217-222.
- SOUZA, A. N. (1999) - *Materiais Alternativos para Aplicação em Blindagens Balísticas*. **Dissertação de Mestrado**. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 250 p.
- SOUZA, V. C. M; RIPPER, T. (1998) - *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. **Estruturas de Concreto**, Ed. PINI, São Paulo, 255 p.

SUMAJOUW, M. D. J.; RANGAN, B. V. (2006) - *Low-calcium Fly ash-based Geopolymer Concrete: Reinforced Beams and Columns*. **Research Report GC 3**, Faculty of Engineering, Curtin University of Technology, Perth, Australia, 120 p.

TASSIOS, T. (1979) – *Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions*. AICAP-CEB symposium, v.1, **State of Art Reports**, (CEB – Bul. d'information n.131, Rome, p.67-122.

TASSIOS, T; TSOUKANTAS, M. (1978) - *Serviceability and Ultimate Limit-states of Large Panels Connections under Statics and Dynamic Loading*. **Proc. RILEM-CEB-FIP Symposium Mech. Behavior of Joints of precast R. C. Elements**.

TEODORU, G.V. (1988) - *The use of simultaneous nondestructive tests to predict the compressive strength of concrete*, Nondestructive Testing, Special Publication SP-112, **American Concrete Institute**, Detroit, pp137-152.

TEPFERS, R. (1979) - *Cracking of Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforced Bars*. **Magazine of Concrete Research**, v.31, n.106, p. 3-12.

THOMAZ, E.C.S. (2000) - *Desempenho do Concreto Geopolimérico*. **Tese de Mestrado em Ciência dos Materiais**, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 108p.

TURC, I., TUMIDAJSKI, P. J. (1995) - *Rapid Test for Sulfate Ingress into Concrete*. **Cement and Concrete Research**, V. 25, N. 5, p. 924-928.

VERBECK, G. J., HELMUTH, R.H. (1968) - **5th International Symposium Chemical Cement**, p.1.

YAMAMOTO, J. K. (1997) - *Environmental Impact Reduction on the Production of Blended Portland Cement in Brazil*. **Environmental Geosciences**, v.4, n^o4, p. 192-206.

YANKELEVSKY, D. Z., (1985) - *New Finite Element for Bond-Slip Analysis*, **Journal of Structural Engineering**, Vol. 111, n^o. 7, pp. 1533-1542. July.

ZHAO, G., WANG, Q. (1987) - *Crack Width and Deflection of Prestressed and Reinforced Concrete Members*, **IABSE Symposium**, Paris, Versailles, p. 193-198.

www.nationalgeographic.com. Acesso em Março 2006.

www.geopolymer.org.

TABELA I.1 – Relação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão padrão.

Índice	Resistência à	Índice	Resistência à	Índice	Resistência à
--------	---------------	--------	---------------	--------	---------------

Esclerométrico	compressão(MPa)	Esclerométrico	compressão(MPa)	Esclerométrico	compressão(MPa)
16,00	3,40	29,00	19,20	42,00	38,10
16,25	3,70	29,25	19,50	42,45	38,60
16,50	4,00	29,50	19,80	42,50	38,90
16,75	4,20	29,75	20,10	42,75	39,30
17,00	4,50	30,00	20,50	43,00	39,70
17,25	4,80	30,25	20,80	43,25	40,10
17,50	5,10	30,50	21,20	43,50	40,50
17,75	5,40	30,75	21,50	43,75	40,90
18,00	5,70	31,00	21,80	44,00	41,30
18,25	6,00	31,25	22,10	44,25	41,70
18,50	6,30	31,50	22,50	44,50	42,10
18,75	6,50	31,75	22,80	44,75	42,50
19,00	6,90	32,00	23,10	45,00	42,90
19,25	7,20	32,25	23,50	45,25	43,40
19,50	7,40	32,50	23,80	45,50	43,90
19,75	7,70	32,75	24,20	45,75	44,20
20,00	8,00	33,00	24,50	46,00	44,70
20,25	8,30	33,25	24,90	46,25	45,10
20,50	8,70	33,50	25,20	46,50	45,50
20,75	8,90	33,75	25,60	46,75	45,90
21,00	9,20	34,00	25,90	47,00	46,30
21,25	9,50	34,25	26,30	47,25	46,80
21,50	9,80	34,50	26,60	47,50	47,20
21,75	10,10	34,75	27,00	47,75	47,60
22,00	10,50	35,00	27,30	48,00	48,00
22,25	10,70	35,25	27,70	48,25	48,50
22,50	11,10	35,50	28,10	48,50	48,90
22,75	11,30	35,75	28,40	48,75	49,40
23,00	11,70	36,00	28,80	49,00	49,70
23,25	12,00	36,25	29,20	49,25	50,20
23,50	12,30	36,50	29,50	49,50	50,50
23,75	12,60	36,75	29,90	49,75	51,00
24,00	12,90	37,00	30,30	50,00	51,30
24,25	13,20	37,25	30,70	50,25	51,90
24,50	13,50	37,50	31,00	50,50	52,30
24,75	13,80	37,75	31,40	50,75	52,60
25,00	14,10	38,00	31,80	51,00	53,10
25,25	14,40	38,25	32,20	51,25	53,50
25,50	14,70	38,50	32,50	51,50	54,00
25,75	15,00	38,75	32,90	51,75	54,30
26,00	15,30	39,00	33,30	52,00	54,70
26,25	15,70	39,25	33,70	52,25	55,10
26,50	15,90	39,50	34,10	52,50	55,50
26,75	16,30	39,75	34,50	52,75	56,00
27,00	16,60	40,00	34,90	53,00	56,40
27,25	16,90	40,25	35,30	53,25	56,80
27,50	17,20	40,50	35,60	53,50	57,20
27,75	17,50	40,75	36,10	53,75	57,60
28,00	17,90	41,00	36,50	54,00	58,00
28,25	18,20	41,25	36,90	54,25	58,40
28,50	18,50	41,50	37,30	54,50	58,80