

MERCEDES LILIANA PRIETO CASTILLO

**ENSAIOS DE ARRANCAMENTO E CISALHAMENTO
EM DESCONTINUIDADES REFORÇADAS COM BARRAS
DE AÇO**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Celestino Barreto

São Carlos - SP

2012

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

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

P949e Prieto Castillo, Mercedes Liliana
Ensaio de arranchamento e cisalhamento em
descontinuidades reforçadas com barras de aço / Mercedes
Liliana Prieto Castillo ; orientador Tarcisio Celestino
Barreto.-- São Carlos, 2011.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia) -- Escola de Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo, 2011.

1. Mecânica de rochas. 2. Reforço de maciço rochoso.
3. Ancoragens. 4. Interface barra-graute. 5. Arrancamento
em tubo duplo. 6. Cisalhamento em juntas lisas
reforçadas. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheira **MERCEDES LILIANA PRIETO CASTILHO**

Título da dissertação: **Ensaio de arrancamento e cisalhamento em
descontinuidades simuladas reforçadas com barras de aço.**

Data da defesa: 07/10/2011:

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **Tarcísio Barreto Celestino (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **José Samuel Giongo**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Associado **Milton Assis Kanji**
(Escola Politécnica/USP)

Resultado:

Aprovada

Aprovada

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Titular **Osni José Pejon**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo Cesar Lima Segantine**

A minha Família, que sempre me apoio, confiou e por cima de tudo acreditou e acredita em mim, A meu esposo pelo apoio e compreensão ao longo deste sonho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me guiar e iluminar sempre, por escutar e atender as minhas preces, e pela oportunidade de vida e sucesso que me foi dada.

Aos meus pais, Mercedes e Victor, por acreditar em mim e me apoiar em todas minhas decisões. Por me ajudar a seguir adiante apesar das quedas e não me ajudar a levantar, mas me dar forças e confiança para fazê-lo por mim mesma.

A meu irmão Victor, pela companhia e suporte que sempre me deu apesar da distância que afasta nossos caminhos, mas, mantém nossos corações sempre unidos. A minha irmãzinha Trycia pela alegria que me deu, pelo exemplo de luta e perseverança.

Agradeço a meu esposo William, meu melhor amigo, meu parceiro, pelo amor que invade minha vida e que eu também sinto, que me ajudou nos momentos de decisões difíceis e me acompanhou ao longo destas.

Aos meus amigos, pela amizade construída com a convivência em São Carlos e que me deixaram mais pertinho de meu país.

Aos meus amigos de Arequipa, pela amizade de muitos anos, de quase irmandade que temos e pelas reuniões alegres que sempre estão presentes.

A meu orientador, Prof. Dr. Tarcisio Celestino Barreto, pela sua orientação, paciência, compreensão, confiança e ensinamentos durante o desenvolvimento da pesquisa, sem ele nada disto seria possível.

Ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, por me receber como aluna de pós-graduação.

Ao professor Airton Bortolucci e ao Professor Jose Samuel pelas sugestões e atenção sempre que precisei.

Ao Sr. Benedito de Souza, técnico do departamento de Geotecnia, por toda a atenção e apoio constante durante a realização dos ensaios.

Aos professores da UCSM que contribuíram para minha formação acadêmica, em especial ao Professor Alejandro Hidalgo.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro a esta pesquisa e ao Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento pelo auxílio na pesquisa.

RESUMO

PRIETO, C. M. L. (2011). **Ensaio de arrancamento e cisalhamento em descontinuidades reforçadas com barras de aço**. 2010. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Ancoragens são muito utilizadas na estabilização do maciço rochoso pela rapidez e baixo custo, embora sua análise não seja completamente entendida devido à interação de diferentes materiais como rocha, graute e aço. Este documento apresenta os resultados de um estudo realizado em juntas lisas reforçadas com ancoragens. Foram ensaiadas ancoragens com barras de diferentes diâmetros e diferentes orientações em relação ao plano da descontinuidade. Os ensaios realizados para avaliar o comportamento deste tipo de reforço foram o ensaio de arrancamento em tubo duplo e o ensaio de cisalhamento em juntas lisas reforçadas. Os ensaios de arrancamento em tubo duplo demonstraram que a resistência ao arrancamento é dependente da resistência à tração da barra. As deformações internas no sistema foram idealizadas através da obtenção de um comprimento livre hipotético de uma barra livre submetida a tração. Nos ensaios de cisalhamento, avaliou-se a melhora da resistência ao cisalhamento de descontinuidades lisas reforçadas com barras ancoradas. Observaram-se dois picos de carga mobilizada antes da ruptura do sistema no caso de barras perpendiculares ao plano da descontinuidade. Este fato introduz significativa ductilidade ao sistema e é importante do ponto de vista de confiabilidade do sistema. A ruptura das ancoragens se produz devido a uma combinação de efeitos de tração, flexão, e cortantes. Os sistemas reforçados com áreas maiores de aço apresentaram maior ductilidade, e, portanto oferecem maior segurança. Os resultados sugerem que uma vez superado o comprimento mínimo ancorado a ruptura das ancoragens acontecerá por ruptura das barras de aço e não por aderência na interface barra-graute, concluindo-se que a resistência das ancoragens é dependente da resistência de ruptura e da área de aço utilizada. Finalmente, esta pesquisa contribui ao entendimento dos mecanismos de ruína que acontecem num maciço reforçado com ancoragens.

Palavras chave: Reforço de maciço rochoso, ancoragens, interface barra-graute, arrancamento em tubo duplo, cisalhamento em juntas lisas reforçadas.

ABSTRACT

PRIETO, C. M. L. (2011). **Pull-out and shear tests on discontinuities reinforced with steel bars**. 2010. Dissertation (MS.) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Rock anchors are widely used to stabilize rock masses due to their rapid installation and low cost. Their behavior is not fully understood because of the interaction of different elements such as rock, grout and steel. This document presents the results of both pull-out and shear tests on steel bar reinforced discontinuities. Tests were carried out with different diameters and orientations of bars with respect to the discontinuity plane. Double-pipe pull-out tests and smooth-joint anchor-reinforced shear tests were performed. The results of double-pipe pull-out tests were analyzed in terms of both strength and deformations. Internal strains were idealized through a model based on hypothetical length of a free bar. In the smooth-joint anchor-reinforced shear tests, both increase in shear strength and ductility were evaluated. Two load peaks were observed in test with bars perpendicular to the joint plane. Ductility is significantly increased with respect to joints reinforced with inclined bars. This is important for reliability evaluation. The failure of anchors is produced by a combination of tensile, bending, and shear internal forces. The systems reinforced with a greater amount of steel presented more ductile behavior than those less reinforced. The results suggest that since the minimum anchor length is exceeded, the system failure is governed by the rebar failure and not by the adhesion in the rebar-grout interface. From this, it is concluded that the anchor strength is dependent on the strength and cross section area of the rebar. Finally, this research contributes to better understanding of the failure mechanisms of anchor-reinforced rock masses.

Keywords: rock mass reinforcement, anchors, rebar-grout interface, double-pipe pull-out test, smooth-joint anchor-reinforced shear.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Aplicações mais comuns de ancoragens em rocha (adaptado de Ucar, 2005).....	30
Figura 2.2 - Elementos da ancoragem.....	33
Figura 2.3 - Transferência de carga em ancoragens grauteados (Snyder, 1983).....	34
Figura 2.4 - Mecanismo de transferência de carga (Jalalifar, 2006)	35
Figura 2.5 - Distribuição da tensão de aderência na ancoragem (Windsor, 2000).....	36
Figura 2.6 - Zona de graute fissurada (Fusco, 1975).....	37
Figura 2.7 - Aderência por contato	38
Figura 2.8 - Aderência por atrito	39
Figura 2.9 - Aderência por cisalhamento	39
Figura 2.10 - Configurações de ensaio à tração (Hutchinson e Diederichs, 1996)	45
Figura 2.11 - Curva Tensão vs. Deformação a) Rocha b) Aço	46
Figura 2.12 - Distribuição das tensões de tração na ancoragem a) Rocha homogênea b) Rocha heterogênea (Zhen e Jie, 1983)	48
Figura 2.13 - Equipamento empregado no ensaio de arrancamento (Hyett et al. 1995).....	51
Figura 2.14 - Equipamento para ensaio de cisalhamento em rochas (B. LUDVIG, 1983).....	54
Figura 2.15 - Configuração para ensaios de cisalhamento em juntas duplas ancoradas (Grasselli, 2004).....	54
Figura 2.16 - Problemas de estabilidade no maciço rochoso reforçado com ancoragem (Jalalifar, 2006)	55
Figura 2.17 - Componentes da resistência ao cisalhamento oferecida pela ancoragem (Bjurström,1974).....	57
Figura 2.18 - a)Divisão de blocos em um lado da junta de cisalhamento b) Situação de não equilíbrio na vizinhança da junta de cisalhamento (Jalalifar 2006).....	58

Figura 2.19 - Deformação de ancoragem tipo tubo sem ruptura (Stephansson, 1981)	59
Figura 2.20 - Configuração de ensaios de cisalhamento (Haas 1981).....	59
Figura 2.21 - Mecanismo de resistência de uma junta reforçada por ancoragem. (Ferrero, 1995).....	62
Figura 2.22 - Ancoragem grauteada submetida a forças laterais.....	62
Figura 2.23 – Distribuição das tensões de arrancamento (Hawkes e Evans, 1951)	67
Figura 2.24 – Distribuição das tensões de cisalhamento (Li e Stillborg, 1999).....	68
Figura 2.25 - Distribuição das tensões tangenciais na ancoragem submetida a tração (Li e Stillborg, 1999)	68
Figura 2.26 - Tensões de uma ancoragem submetida a carga axial (Li e Stillborg, 1999).....	70
Figura 2.27 – Superposição das componentes das tensões de cisalhamento em B	71
Figura 2.28 - Distribuições de tensões para diferentes quocientes $E_{anc.} / E_{rocha}$ (Coates, 1970).....	72
Figura 2.29 – Padrões de deformação para uma ancoragem em cisalhamento (Dight, 1982) .	75
Figura 2.30 – Relação entre tensão de cisalhamento e deslocamento (Yoshinaka, 1987).....	77
Figura 2.31 - Forças atuantes no mecanismo de ruptura 1 (Ferrero 1995)	79
Figura 2.32 - Forças atuantes no mecanismo de ruptura 2 (Ferrero 1995)	80
Figura 2.33 – Geração de solicitações na ancoragem durante o cisalhamento (Jalalifar, 2006)	81
Figura 3.1 – Esquema de arranjo dos ensaios a tração da barra de aço	85
Figura 3.2 – Diagrama tensão-deformação do aço estrutural.....	86
Figura 3.3 – Comportamento Tensão-deformação “clip-gage” e prensa.....	88
Figura 3.4 – Curvas força-deslocamento.....	88
Figura 3.5- Deformação da barra de aço.....	89
Figura 3.6 - Curva tensão-deformação.....	90
Figura 3.7 – Preparação do graute (Supergraute- Quartzolit)	93

Figura 3.8 – Ensaio a compressão simples do graute	94
Figura 3.9 – Ensaio de tração diametral (Mehta e Monteiro, 2008).....	95
Figura 3.10 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade	98
Figura 3.11 – Esquema do tubo circular	100
Figura 3.12 – Esquema do tubo quadrado com a chapa soldada.....	102
Figura 3.13 a) Macaco hidráulico vazado b) Célula de carga vazada	103
Figura 3.14 - Esquema do ensaio de arrancamento com o equipamento do tubo duplo.....	103
Figura 3.15 – Esquema do processo construtivo das amostras	104
Figura 3.16 - Esquema de preparação do ensaio	105
Figura 3.17 – (a) Equipamento pronto para ensaio, (b) Medidores de deslocamento principal antes do ensaio (c) Medidores de deslocamento antes da ruptura	106
Figura 3.18 – Diagrama Força-Tempo de ensaio de arrancamento.....	107
Figura 3.19 – Ensaio de arrancamento em barras de 12,50 mm de diâmetro	108
Figura 3.20 - Ensaio de arrancamento em barras de 9,38 mm de diâmetro.....	109
Figura 3.21 - Ensaio de arrancamento em barras de 6,35 mm de diâmetro.....	110
Figura 3.22 – Deslocamento barra-tubo interno.....	111
Figura 3.23 – Esquema de equipamento para ensaio de cisalhamento (Barreto, 2002)	113
Figura 3.24- a) Caixa superior vazada b) caixa inferior com base fechada	113
Figura 3.25 - Forma de madeira	114
Figura 3.26 – Disposição das amostras para o ensaio de cisalhamento.....	115
Figura 3.27 - Equipamento para ensaio de cisalhamento.....	116
Figura 3.28 – Esquema de ensaio com 02 barras de 12,50 mm.	117
Figura 3.29 – Resultados de 02 barras de 12,50 mm perpendiculares à junta.	118
Figura 3.30 - Esquema de ensaio com 03 barras de 12,50 mm.	119
Figura 3.31 – Resultados de 03 barras de 12,50 mm. perpendiculares à junta	119

Figura 3.32 - Esquema de ensaio com 2 barras inclinadas de 12,50 mm.	120
Figura 3.33 – Resultado para 02 barras inclinadas de 12,50 mm.	121
Figura 3.34 - Esquema de ensaio com 2 barras de 6,35 mm.	121
Figura 3.35 – Resultados para 02 barras perpendiculares à junta de 6,35 mm.	122
Figura 3.36 - Esquema de ensaio com 03 barras de 6,35 mm.	123
Figura 3.37 – Resultados para 03 barras de 6,35 mm perpendiculares à junta.	123
Figura 4.1 – Curvas força-deslocamento das ancoragens	127
Figura 4.2 – Dano progressivo do graute ao aumentar a força aplicada.....	128
Figura 4.3 – Comportamento tensões-abertura da descontinuidade (Li e Stillborg (1999))..	129
Figura 4.4 - Diagrama Tensão- Deslocamento das ancoragens.....	130
Figura 4.5 – Valores representativos dos ensaios de arrancamento	131
Figura 4.6 – Comprimento livre hipotético	132
Figura 4.7 – Variação do comprimento ancorado no trecho linear	133
Figura 4.8 – Comportamento típico de descontinuidades reforçadas.(Grasseli, 2004)	135
Figura 4.9 – Tendência geral do comportamento das ancoragens.....	136
Figura 4.10 – Ensaio de cisalhamento para barras de 6,35 mm de diâmetro.....	138
Figura 4.11 – Blocos depois de finalizados os ensaios.	140
Figura 4.12 - – Ensaio de cisalhamento para barras de 12,50 mm de diâmetro	141
Figura 4.13 – Bloco com barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro.....	143
Figura 4.14 - Ensaio de cisalhamento para barras de 12,50 mm de diâmetro	144
Figura 4.15 -a) $F/(\sigma_y \cdot A)$ -Ensaio b) Deslocamento-Ensaio	146
Figura 5.1 – Medida da distancia entre nervuras (França, 2004)	148
Figura 5.2 – Tensão de aderência (Pinheiro e Muzardo, 2003).....	149
Figura 5.3 – Quebra do graute na região da descontinuidade.	153
Figura 5.4 – Relação de resistência de ensaios -resistência a tração das barras.....	154

Figura 5.5 - Mecanismo de resistência de uma descontinuidade reforçada (FERRERO, 1995)	156
Figura 5.6 – Modelo simplificado da resistência ao cisalhamento (Celestino, 2011)	156
Figura 5.7 – Média de Ensaios com 2 barras de 6,35 mm perpendiculares à junta.....	159
Figura 5.8 – Média de Ensaios com 3 barras de 6,35 mm perpendiculares à junta.....	160
Figura 5.9 - Média com 2 barras de 12,50 mm perpendiculares à junta.....	161
Figura 5.10 – Média de ensaios com 3 barras de 12,50 mm perpendiculares à junta	162

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Aderência graute -maciço (adaptado de Littlejohn e Bruce, 1975).....	47
Tabela 2.2 – Resumo dos diferentes ensaios de arrancamento (Garcia, 2005).....	53
Tabela 2.3 - Ensaio de cisalhamento em barras de ancoragem, $\alpha = 90^\circ$	63
Tabela 2.4 - Ensaio de cisalhamento em barras de ancoragem, $\alpha = 45^\circ$	63
Tabela 2.5 - Ensaio de cisalhamento em ancoragens tipo “tubo”, $\alpha = 90^\circ$	64
Tabela 2.6 - Ensaio de cisalhamento em ancoragens tipo “tubo”, $\alpha = 45^\circ$	64
Tabela 3.1 – Valores representativos dos ensaios a tração	90
Tabela 3.2 – Módulo de elasticidade das barras de aço	91
Tabela 3.3 – Resultados de resistência à compressão simples	94
Tabela 3.4 – Resultados da resistência à tração por compressão diametral.....	96
Tabela 3.5 – Resultados do módulo de elasticidade do graute.....	98
Tabela 3.6 – Resultados do coeficiente de Poisson	98
Tabela 4.1- Valores característicos dos ensaios de arrancamento.....	130
Tabela 4.2 - Resumo dos resultados do ensaio de arrancamento	134
Tabela 4.3 – Resultados de ensaios com barras de 6,35 mm de diâmetro	139
Tabela 4.4 - Resultados para barras de 12,50 mm instaladas perpendicularmente à junta....	142
Tabela 4.5 –Ensaio com barras de 12,50 mm de diâmetro(variação da inclinação).....	144
Tabela 4.6 - Média dos resultados em juntas lisas reforçadas com barras de aço.....	145
Tabela 5.1 – Área relativa da nervura para cada diâmetro.....	149
Tabela 5.2 – Comprimento mínimo ancorado.....	152
Tabela 5.3 – Resistência a tração das barras de aço	153
Tabela 5.4 – Resumo dos pontos críticos dos ensaios a arrancamento.....	154

Tabela 5.5 – Cálculo da resistência de aderência 163

Tabela 5.6 - Resultados ensaios com barras de 12,50 mm..... 163

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Lista de abreviaturas

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM	-	American Society for Testing and Materials;
DIN	-	Deutsches Institut für Normung - Instituto alemão de normas;
EESC	-	Escola de Engenharia de São Carlos;
EUA	-	Estados Unidos da América;
LAMEM	-	Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira;
NATM	-	New Austrian Tunnelling method;
PET	-	Politereftalato de etileno;
PVC	-	Cloreto de polivinila;
USP	-	Universidade de São Paulo.

Letras Latinas

a	-	Raio da barra da ancoragem;
A	-	Area;
A_1	-	Seção de contato do cabo;
A_s	-	Área da seção transversal da barra;
C	-	Rigidez a torção do cordão do cabo;
c	-	Coesão;
d	-	Diâmetro do corpo-de-prova;
d_0	-	Diâmetro de um círculo na rocha fora da influencia da ancoragem;

d_b	-	Diâmetro da barra;
d_f	-	Diâmetro do furo;
E_b	-	Módulo de Young do aço da ancoragem;
E_g	-	Módulo de Young do graute;
E_r	-	Módulo de Young do maciço rochoso;
F	-	Resistência máxima do reforço;
F_c	-	Força de cisalhamento na ruptura;
F_R	-	Área relativa da nervura;
$F_{R(\text{barra})}$	-	Área relativa da nervura;
$F_{R(\text{norma})}$	-	Área relativa da nervura segundo norma;
F_t	-	Resistência a tração das barras;
$h_{\text{médio}}$	-	Altura média das nervuras;
h_s	-	Altura máxima da nervura transversal;
I	-	Momento de inércia;
L	-	Altura do corpo-de-prova;
L_0	-	Comprimento inicial;
L_a	-	Comprimento ancorado;
l_b	-	Comprimento mínimo ancorado;
L_f	-	Comprimento final;
L_s	-	Comprimento para ruptura por cisalhamento;
M.D.	-	Medidor de deslocamento;
M_y	-	Momento fletor;
n	-	Quantidade de barras de aço;
P	-	Resistência axial da ancoragem;
p_i	-	Tensão radial no raio interior do anel de graute;

p_u	-	Capacidade de carga da ancoragem ou da rocha;
Q	-	Força devido ao efeito dowel;
R_s	-	Força atuante na barra;
$s_{médio}$	-	Espaçamento médio das nervuras;
s_n	-	Espaçamento entre as nervuras transversais;
t	-	Capacidade de carga axial na posição de estado plástico;
T_r	-	Efeito de reforço na resistência ao cisalhamento devido à ancoragem;
t_r	-	Força induzida na ancoragem;
T_u	-	Resistência a tração última da ancoragem;
t_y	-	Capacidade de carga correspondente à resistência de escoamento;
u_a	-	Deslocamento axial do ponto de saída;
x	-	Comprimento da ancoragem, origem a cara externa da ancoragem;

Letras de gregas

η	-	Coefficiente de conformação superficial mínimo;
μ	-	Coefficiente de atrito;
ϕ	-	Diâmetro da barra de ancoragem;
γ	-	Constante dependente da geometria da barra;
i	-	Ângulo de dilatação;
α	-	Ângulo de fixação entre a junta e o eixo;
β	-	Inclinação inicial entre a ancoragem e a superfície de cisalhamento;
δ	-	Variação do comprimento;
ε	-	Deformação;
ε_1	-	Deformações na direção de aplicação da carga;

ε_2	-	Deformações na direção perpendicular;
η_2	-	Situação de aderência;
η_3	-	Constante ao diâmetro da barra;
η_1	-	Constante ao tipo de barra;
Θ	-	Torção do cordão do cabo;
θ	-	Ângulo de ruptura entre a ancoragem e a descontinuidade;
n	-	Coefficiente de Poisson;
ν_g	-	Coefficiente de Poisson do graute;
ν_r	-	Coefficiente de Poisson do maciço rochoso;
σ	-	Tensão;
σ_{st}	-	Limite de resistência a tração das barras;
σ_0	-	Tensão da ancoragem no extremo livre;
σ_{bd}	-	Resistência de aderência;
f_c	-	Resistência a compressão uniaxial;
f_{ct}	-	Resistência à tração direta;
f_{td}	-	Resistência a tração por compressão diametral;
σ_y	-	Resistência ao escoamento;
τ	-	Resistência a cisalhamento na interface rocha /graute;
τ_0	-	Coesão do graute;
ϕ_i	-	Ângulo de atrito da junta;
ϕ_b	-	Ângulo base de atrito na junta;
ϕ_g	-	Ângulo de atrito interno do graute;
ϕ_{gs}	-	Ângulo de atrito entre o graute e aço.

SUMÁRIO

1. Introdução	27
1.1. <i>Objetivo</i>	28
1.2. <i>Organização do trabalho</i>	28
2. Revisão bibliográfica	29
2.1. <i>Generalidades</i>	29
2.1.1. Histórico	31
2.1.2. Partes da ancoragem	33
2.1.3. Mecanismos de transferência de carga	34
2.1.4. Tensão de Aderência barra-graute-rocha	36
2.1.5. Propriedades do graute	40
2.1.6. Rigidez do confinamento	41
2.1.7. Norma Brasileira de ancoragens ABNT NBR 5629:1996	42
2.1.8. Ensaio não destrutivos	43
2.2. <i>Ensaio de arrancamento axial</i>	43
2.2.1. Ensaio de arrancamento em laboratório	49
2.2.2. Ensaio de arrancamento “in situ”	52
2.3. <i>Ensaio de cisalhamento</i>	53
2.3.1. Ensaio de cisalhamento em laboratório	62
2.4. <i>Modelos</i>	64
2.4.1. Modelos reduzidos	64
2.4.2. Aplicação de modelos reduzidos	65

2.4.3. Modelos físicos	66
2.4.4. Modelos analíticos	67
2.4.4.1. Modelos de ensaios de arrancamento axial	67
a) Li e Stillborg	67
b) Caotes e Yu – Benardi	71
c) Farmer	72
d) Hyett et al.	73
2.4.4.2. Modelos de ensaios de cisalhamento em juntas reforçadas	75
a) Dight	75
b) Yashinaka	76
c) Ferrero	77
d) Swoboda e Marence	80
2.5. <i>Considerações finais</i>	81
3. ANÁLISE EXPERIMENTAL	83
3.1. <i>Barras de aço</i>	84
3.1.1. Ensaio de tração	87
3.1.2. Módulo de elasticidade	91
3.2. <i>Graute</i>	92
3.2.1. Ensaio de resistência à compressão	93
3.2.2. Ensaio de resistência à tração	95
3.2.3. Módulo de elasticidade à compressão	97
3.2.4. Coeficiente de Poisson	98
3.3. <i>Ensaio de arrancamento</i>	99
3.3.1. Equipamento	99

3.3.2. Procedimento	103
3.3.3. Ensaios	107
3.4. <i>Ensaios de cisalhamento</i>	111
3.4.1. Equipamento	112
3.4.2. Procedimento	114
3.4.3. Ensaios	117
4. resultados e análises	125
4.1. <i>Ensaios de arrancamento em tubo duplo</i>	125
4.2. <i>Ensaios de cisalhamento em juntas lisas reforçadas</i>	134
5. Modelo TEÓRICO	147
5.1. <i>Cálculo da resistência de aderência</i>	147
5.2. <i>Cálculo do comprimento ancorado</i>	151
5.3. <i>Estimativa da resistência ao arrancamento em tubo duplo</i>	152
5.4. <i>Estimativa da resistência a cisalhamento em juntas lisas reforçadas</i>	155
5.4.1. Estimativa da resistência de cisalhamento em juntas lisas reforçadas com falha por aderência	162
6. CONCLUSÃO	165
7. Referências	169

1. INTRODUÇÃO

Um dos grandes problemas da mecânica de rochas é que os maciços têm sua continuidade mecânica interrompida por descontinuidades, que podem induzir a problemas de estabilidade. A solução destes problemas mecânicos é aumentar o confinamento e limitar as deformações no maciço, podendo ser feito mediante o uso de ancoragens.

A norma brasileira que fixa as condições estabelecidas para ancoragens baseou-se na norma alemã (DIN 4125) de Setembro de 1972. A NB 565 foi elaborada pela ABNT em 1975 e em 1977 transformou-se na ABNT NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno, cuja edição revisada foi publicada em 1996, tanto para fins provisórios como permanentes.

As ancoragens são constituídas basicamente por elementos de aço capazes de suportar tensões de tração e cisalhamento, e de transmiti-los ao maciço através do comprimento ancorado. Este comprimento ancorado é formado pelo graute e está localizado na região estável do maciço. O comportamento mecânico do reforço é afetado pelas forças cisalhantes, de tração ou a combinação das duas, e também pela aderência barra-graute.

O comportamento do sistema de ancoragens é difícil de analisar devido à presença de descontinuidades, as quais possuem características já em si mesmas difíceis de analisar como, por exemplo, a rugosidade, material de preenchimento, abertura, água, entre outras. Além das complexidades introduzidas pelas descontinuidades, tem-se também a interação de matérias como o graute, o aço, as propriedades da rocha mesma e ainda os efeitos tridimensionais do problema específico.

O aumento da abertura de uma descontinuidade num maciço rochoso reforçado aplica uma força de tração à ancoragem que atravessa esta descontinuidade. Durante o incremento

desta abertura, é produzido um dano progressivo do graute nesta região e propaga-se ao longo da interface barra-graute e também da interface graute-rocha, até atingir a resistência de aderência em alguma destas interfaces ou a ruptura da barra de aço.

1.1. Objetivo

Avaliar o comportamento de ancoragens, elaboradas com materiais tipicamente utilizados em projetos de reforço de maciço rochoso, submetidas a forças de tração e cisalhamento em descontinuidades simuladas através de ensaios de arrancamento em tubo duplo e ensaios de cisalhamento em juntas lisas reforçadas. Formular modelos simplificados para realizar a estimativa da capacidade de carga à tração e ao cisalhamento de ancoragens de barra de aço.

1.2. Organização do trabalho

Esta dissertação está organizada de acordo com os pontos mostrados a seguir.

O capítulo 2 apresenta uma revisão dos conceitos de ancoragens e as solicitações às quais são submetidas, interação barra-graute através da aderência e ensaios de arrancamento e cisalhamento em juntas reforçadas mostrando os mecanismos de falha apresentados;

O capítulo 3 descreve os ensaios realizados nos materiais utilizados bem como os equipamentos e processo construtivos dos protótipos de prova, e os resultados obtidos;

O capítulo 4 apresenta a análise dos resultados obtidos em ambos os ensaios e a interpretação dos mecanismos de falha sofridos nas ancoragens em seus respectivos ensaios;

O capítulo 5 apresenta a descrição dos modelos simplificados para realizar a estimativa das cargas características dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento;

O capítulo 6 apresenta as conclusões e recomendações para trabalhos futuros e,

O capítulo 7 apresenta as referências bibliográficas citadas ao longo da pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Generalidades

As ancoragens são sistemas de suporte, que servem para ajudar o maciço rochoso (rocha e descontinuidades) a aumentar a resistência, comportando-se como um suporte externo exercendo uma compressão sobre o maciço.

Constituídos basicamente por elementos de aço capazes de suportar esforços e de transmiti-los ao maciço através da interação com o bulbo localizado na região estável do maciço, as ancoragens passivas tendem a restringir a deformação da rocha com um aumento na carga axial, ou seja, é a deformação da rocha que aplica uma carga à ancoragem “in-situ”. (GRASSELLI, 2004).

O reforço e o suporte de maciços é uma técnica específica dentro da categoria geral dos métodos de melhoramento de rochas. Melhoria de rochas inclui todas as técnicas que visam a aumentar o confinamento ou diminuir as características de deformabilidade de um maciço rochoso (WINDSOR e THOMPSON 1993).

Segundo Brown (1999), suporte e reforço são freqüentemente confundidos, porém, são dois métodos diferentes para estabilização de rochas. Suporte é a aplicação de um elemento passivo na face da escavação, como por exemplo, o concreto projetado. Reforço considera-se uma melhoria das propriedades desde o interior do maciço rochoso e inclui todas as técnicas e dispositivos que atuam dentro do maciço rochoso, como por exemplo, ancoragens, tirantes, etc.

As ancoragens executam funções de reforço, pois, são eficazes na prevenção de separação e deslizamento ao longo de planos de fraqueza ou de blocos no maciço rochosos; também podem fornecer apoio através da retenção de elementos mantendo a falha na rocha. (HUTCHINSON e DIEDERICHS, 1996).

São utilizadas basicamente em contenção de taludes e estabilização de escavações subterrâneas (Figura 2.1)

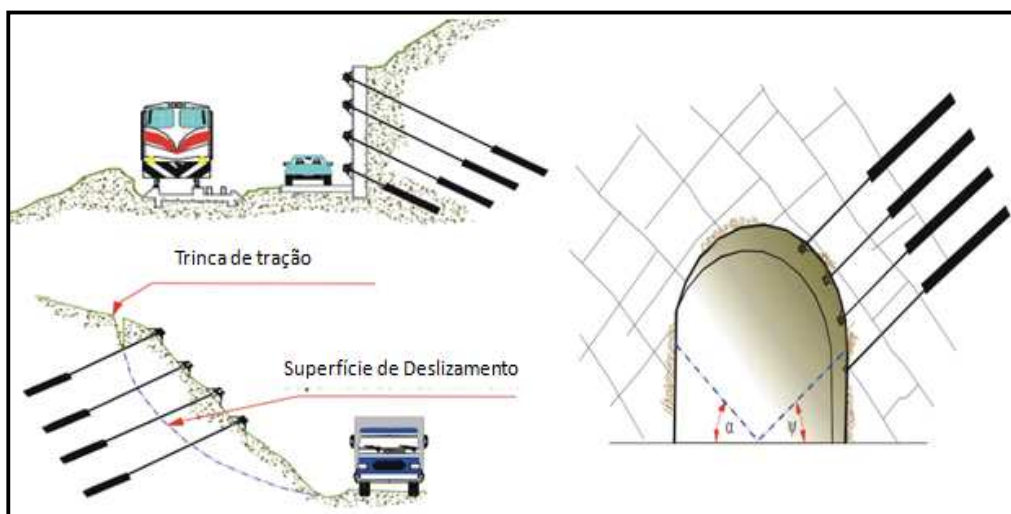


Figura 2.1 - Aplicações mais comuns de ancoragens em rocha (adaptado de Ucar, 2005)

Muitas vezes uma ancoragem só começa a trabalhar quando o maciço apresenta algum movimento. Nesses casos, em que a resistência da ancoragem é mobilizada pelo movimento do maciço, ela é dita passiva, isto é, não pré-tensionadas, e recebe a denominação de chumbador (FRANÇA, et al., 2006).

O termo “chumbador” é muitas vezes confundido com o termo “tirante”. Os tirantes servem para resistir os esforços à tração, já, os chumbadores são inclusões semi-rígidas empregadas como elementos que podem resistir não só à tração, como também ao cisalhamento, e servem para reforço da massa de rocha. (WINDSOR e THOMPSON, 1993).

O comportamento mecânico da ancoragem é afetado pela força cisalhante, força de tração e a combinação das duas, como também pelo deslizamento do aço com respeito ao material de preenchimento, usualmente chamado graute, e pelos contatos entre eles. A presença destes diferentes materiais (rocha, graute e aço) com diferentes comportamentos de resposta e as presenças de descontinuidades dificulta a análise do comportamento do sistema.

2.1.1. Histórico

A utilização das ancoragens, segundo Kovari, tem início em 1913 com uma especificação de patente (nº 302909) submetida por Stephan, Frohlich e Klupfel. Mas só nos anos 40's o uso de ancoragens começa a ser comum na indústria mineradora americana.

Os primeiros estudos com entendimento científico foram executados na Austrália no "Snowy Mountains Scheme Project" e demonstraram as ancoragens como um método permanente de suporte de rochas na engenharia civil.

Durante o desenvolvimento inicial da tecnologia na década dos 50, barras de aço lisas foram usadas freqüentemente, mas com roscas nas extremidades para permitir a transferência da à cabeça e ao comprimento fixo.

Muitas observações e ensaios têm sido realizados em diversas partes do mundo. Em 1983, aconteceu um seminário internacional sobre ancoragens em rocha, na Suécia, mais especificamente na Academia Real Sueca de Ciências. Foram apresentados 58 trabalhos, os quais foram editados por Ove Stephansson da Universidade de Luleå, Suécia, no livro "Rock bolting : theory and application in mining and underground construction" com o propósito de trazer práticas de suporte de rochas e investigações em engenharias de minas e civil,

concentrando-se nos avanços que estavam sendo feitos no suporte e reforço do maciço rochoso.

Na Europa, o uso extensivo das ancoragens inicia-se com a construção dos primeiros tuneis NATM nos anos 60. O monitoramento durante os anos 70's a 80's com ensaios "in-situ" melhorou a compreensão e entendimento do comportamento mecânico das ancoragens no maciço rochoso, e permitiu que fosse considerado um método padrão para suporte do maciço.

Lunardi (1995) mostra que o uso de ancoragens como sistema de pré - reforço da frente do túnel incrementa a resistência do maciço antes da escavação, incrementando a estabilidade e segurança do trabalho no subsolo. Atualmente o reforço de juntas no maciço rochoso, especialmente em túneis, com ancoragens é muito utilizado em razão do baixo custo e provada eficácia.

Segundo Windsor (1997), as ancoragens no mundo são amplamente utilizadas, superando a cifra de 500 milhões por ano. Na Austrália desde 1983 a utilização de ancoragens é o método mais utilizado para reforço em minas subterrâneas, quase 7 milhões de ancoragens de diferentes tipos são instaladas por ano. Nas minas de carvão dos EUA aproximadamente 100 milhões de ancoragens são instaladas anualmente (YASSEIN et al. 2004).

No Brasil, deve-se muito ao Prof. Antônio José da Costa Nunes, que dedicou toda a sua vida à pesquisa e ao desenvolvimento das técnicas de ancoragem em solo. As primeiras aplicações de ancoragem, no Brasil, ocorreram em 1957.

A norma brasileira que fixa as condições exigíveis para ancoragens baseou-se na norma alemã (DIN 4125) de setembro de 1972. A NB 565 foi elaborada pela ABNT em 1975 e em 1977 transformou-se na ABNT NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno, cuja edição revisada saiu em 1996, tanto para fins provisórios como permanentes e definem tirante injetado como: "Peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou

mais elementos resistentes à tração, que são introduzidos no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante) em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.”

2.1.2. Partes da ancoragem

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 5629 as ancoragens estão constituídas pelas seguintes partes (Figura 2.2):

Comprimento ancorado ou de recepção. - Projetado para receber a carga aplicada ao terreno

Comprimento livre ou da ancoragem. - Distância entre a cabeça da ancoragem e o ponto inicial de aderência do comprimento de recepção, observada na montagem da ancoragem e conforme previsto em projeto.

Cabeça da ancoragem. - Dispositivo que transfere a carga da ancoragem à estrutura a ser ancorada, constituída de placas de apoio, cunhas, cones, porcas etc.

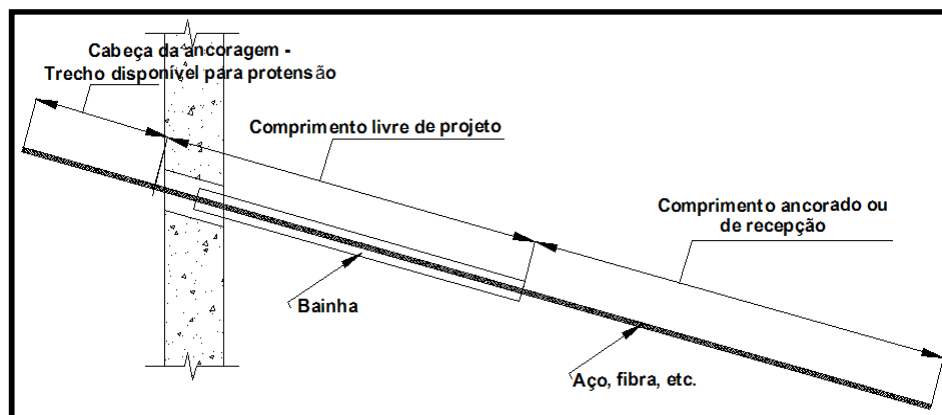


Figura 2.2 - Elementos da ancoragem

2.1.3. Mecanismos de transferência de carga

Muitos pesquisadores têm investigado o mecanismo de transferência de carga da ancoragem à rocha através do graute. A distribuição destas tensões ao longo da parte fixa da ancoragem é não uniforme, como resultado do antagonismo entre os módulos de elasticidade do aço, graute e a rocha.

Uma ancoragem oferece melhor superfície de cisalhamento para transmitir as cargas desde a rocha à ancoragem (Figura 2.3, Snyder, 1983) A redistribuição das forças ao longo da ancoragem é o resultado do movimento no maciço rochoso que transfere as cargas à ancoragem através da resistência ao cisalhamento no graute. Esta resistência é o resultado da aderência por contato e da aderência mecânica (AZIZ et al. 1992).

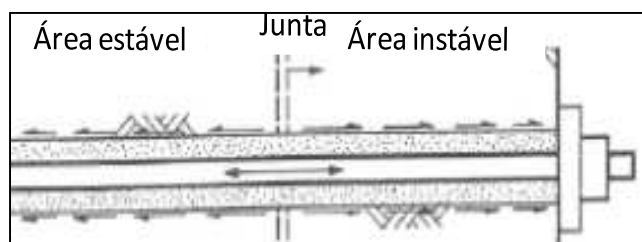


Figura 2.3 - Transferência de carga em ancoragens grauteadas (Snyder, 1983)

As ancoragens poder ajudar a prevenir a ruptura do maciço na zona de fraqueza se o comprimento de recepção é suficiente e a ruptura não ocorre na barra ou no graute, quando a carga se desenvolve na ancoragem. (JALALIFAR, 2006)

A transferência dos esforços entre as ancoragens e o maciço ocorre segundo Li e Stillborg (1999) através de três mecanismos básicos de aderência: aderência por contato, aderência por atrito e aderência por cisalhamento que serão desenvolvidos mais adiante. Estes mecanismos de transmissão de carga diminuem quando se quebra a compatibilidade de movimentos na superfície da ancoragem, resultando uma frente de desacoplamento que

avança desde o ponto de aplicação da força até o interior da ancoragem segundo a carga vai aumentando.

O mecanismo de transferência depende de que as tensões de cisalhamento se transfiram da barra ao graute e do graute ao maciço rochoso. As forças associadas com a transferência das forças são mostradas na Figura 2.4 (JALALIFAR, 2006.)

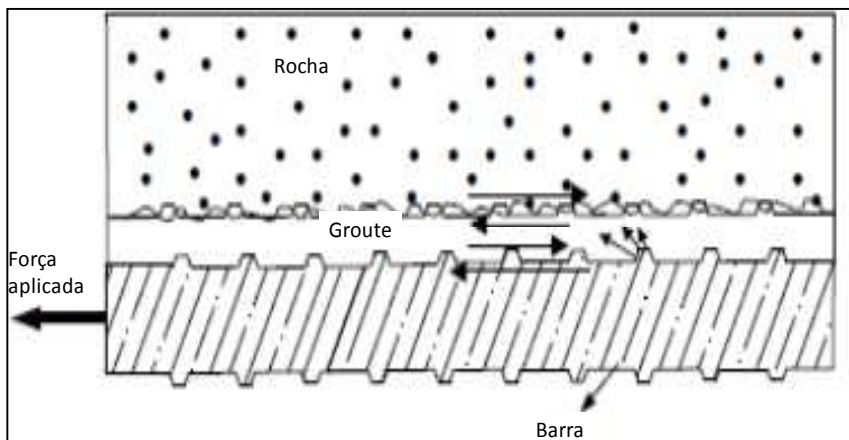


Figura 2.4 - Mecanismo de transferência de carga (Jalalifar, 2006)

A distribuição da carga em uma ancoragem pode ser dividida em duas partes: comprimento de recepção e comprimento da ancoragem. No comprimento de recepção, a barra conduz a carga do maciço rochoso e o reforça, a força é transferida desde o maciço rochoso à ancoragem através da resistência ao cisalhamento na interface barra – graute. Como a rocha desliza com respeito à ancoragem a tensão de cisalhamento acumula-se ao longo do comprimento da barra, a tensão na barra da ancoragem aumenta de zero na face para o máximo em algum ponto no furo. Além deste ponto, no comprimento da ancoragem as tensões de cisalhamento atuam em direção oposta. (HUTCHINSON e DIEDERICHS 1996).

Nas ancoragens quando é aplicada a força inicial a tensão de aderência é concentrada ao longo do comprimento de recepção, e no extremo a tensão é não atenuada e/ou supérflua. Ao incrementar a força na ancoragem a tensão última de aderência na interface barra - graute e

graute - rocha é excedida e a tensão de aderência residual é menor. Quando a tensão de aderência é alcançada numa interface, geralmente a tensão na outra interface não pode aumentar mais ainda. Essa unidade de comprimento de ancoragem atingiu o limite de capacidade e subseqüentemente a capacidade tende a diminuir.

Ao incrementar a força na ancoragem, a zona de concentração da tensão de aderência progride ao longo do comprimento de recepção, antes da ruptura ocorrer a zona de concentração da força aproxima-se da extremidade da ancoragem. A Figura 2.5 mostra a distribuição de tensões de aderência ao longo de uma ancoragem durante o carregamento inicial e quando se aproxima da ruptura, a relação entre tensão de aderência final e residual irá a variar de acordo as condições da rocha e as técnicas de graute. (BARLEY e WINDSOR, 2000)

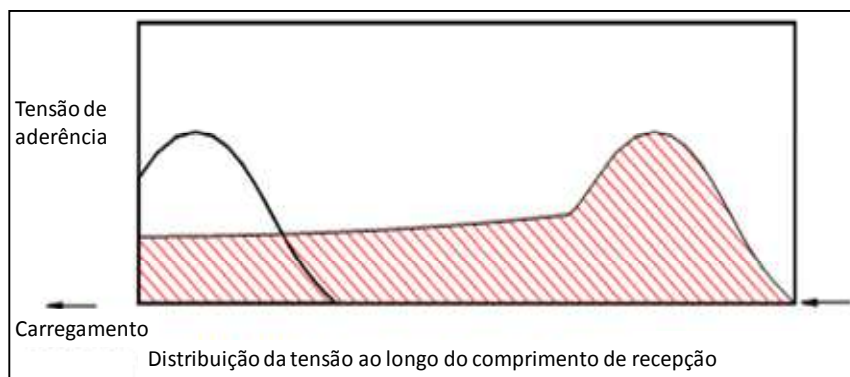


Figura 2.5 - Distribuição da tensão de aderência na ancoragem (Windsor, 2000)

2.1.4. Tensão de Aderência barra-graute-rocha

A tensão de aderência da ancoragem é definida como a resistência ao deslizamento na interface entre a barra da ancoragem e o graute ao longo de uma unidade de comprimento e na interface graute-rocha. (Hutchinson & Diederichs 1996). Simplificando, a aderência é a

capacidade de uma coluna de graute com um comprimento fixo ou ancorado para resistir as forças que tendem a arrancar a barra longitudinalmente (MOOSAVI, 2002).

Mediante a aderência pretende-se que as barras de aço experimentem as mesmas deformações específicas que as fibras vizinhas do graute. Quando o graute fissura a barra de aço deve absorver as forças de tração; a aderência deve atuar de modo que as espessuras das fissuras permaneçam reduzidas (Figura 2.6). Podem se distinguir dois estados para a união de graute e aço.

- Estado I. A zona de tração do graute não se encontra fissurada, o graute está absorvendo a força de tração.

- Estado II. A zona de tração do graute apresenta muitas fissuras, as forças de tração são absorvidos pelo aço.

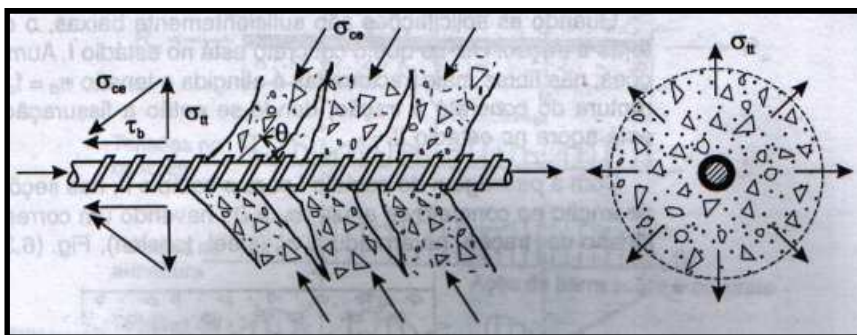


Figura 2.6 - Zona de graute fissurada (Fusco, 1975)

Fuller e Cox (1975) e Benmokrane et al. (1995) observaram que as superfícies lisas da ancoragem reduzem a tensão de aderência na interface graute - barra. Hassani et al. (1992) mostram que existe uma forte relação entre tensão de aderência, graute e propriedades da rocha. Yazici e Kaiser (1992) afirmaram que a tensão de aderência depende também da pressão na interface ancoragem – graute, que é influenciada pelo efeito de dilatação causado

pela rugosidade da barra. Goris (1990) e Reichert et al. (1992) estabeleceram que uma relação pequena de água: cimento do graute é associado a uma maior tensão de aderência.

Os parâmetros que influenciam a tensão de aderência nas ancoragens são o Módulo de Young da rocha e do graute, a resistência do graute, diâmetro do furo e o coeficiente de atrito na interface barra - graute (YAZICI e KAISER, 1992).

A tensão de aderência depende de diversos fatores, como, rugosidade da barra, posição da barra, diâmetro da barra, comprimento de ancoragem necessário etc. Existem três tipos de aderência a ser estudados: a dissociação ou perda de aderência primeiro mobiliza a componente de resistência de aderência por contato ou adesão, logo a aderência por atrito e finalmente a aderência por cisalhamento ou mecânica. (LI e STILLBORG, 1999)

- **Aderência por contato:** Existe um efeito de contato baseado na adesão ou forças capilares, que dependem entre outras causas da rugosidade e estado de limpeza da barra de aço; este tipo de aderência sozinha não assegura uma boa compatibilidade e é destruída com pequenos esforços (Figura 2.7).

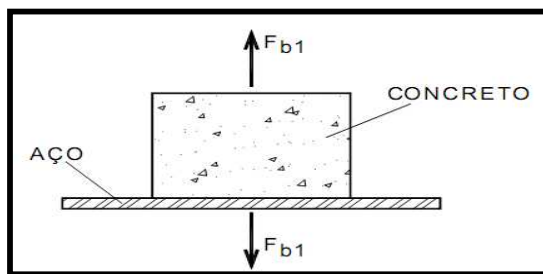


Figura 2.7 - Aderência por contato

O efeito de aderência química ou por contato entre aço e graute é temporária porque é destruída depois de um quinto de milímetro de deslizamento relativo pela barra (FULLER e COX, 1975). Mesmo se existe uma boa aderência entre a barra e o graute a ruína tende a ocorrer no graute, em segundo lugar, a aderência ideal depende das condições da barra e, na

prática, é difícil manter as superfícies dela limpas. (WINDSOR e THOMPSON, 1993; HYETT et al. 1992b).

- **Aderência por atrito:** Desaparecida a aderência por contato, o mínimo deslocamento relativo entre aço e graute origina uma resistência por atrito, sempre que existam tensões normais ao aço. Estas tensões se devem a compressão ou retração; o coeficiente de atrito como consequência da rugosidade superficial do aço é elevado ($\mu = 0,30$ a $0,60$) (Figura 2.8)

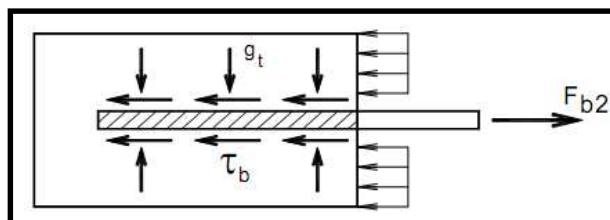


Figura 2.8 - Aderência por atrito

O atrito de interface graute - barra é dependente da superfície da barra, rugosidade, relação água:cimento etc. O ângulo de atrito efetivo entre o aço e o graute é aproximadamente 21° a 23° (Hyett et al. 1995b). As barras de aço têm uma alta resistência de aderência, carga de ruptura e carga máxima com pequenos deslocamentos

- **Aderência por cisalhamento:** Entre as saliências da barra encontram-se as fixações de graute (antes que deslize a superfície aço - graute), que são as primeiras a quebrar por corte. Constitui o tipo de aderência mais efetivo e seguro e necessário para poder utilizar tensões elevadas no aço (Figura 2.9).

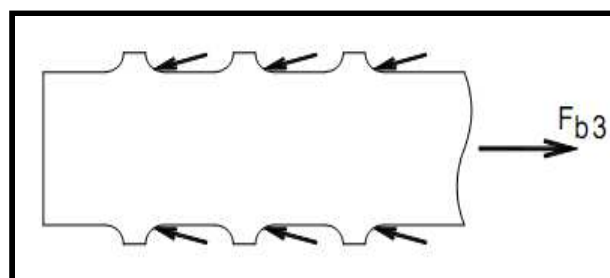


Figura 2.9 - Aderência por cisalhamento

Kaiser et al. (1992,2001) apresentaram uma nova perspectiva na tensão de aderência em ancoragem e demonstraram que uma mudança de tensão induzida não só influencia a demanda no suporte da rocha e pode afetar significativamente a tensão de aderência em algumas circunstâncias. A tensão de aderência diminui à medida que diminui o confinamento e, portanto a pressão da interface barra - graute.

As tensões de aderência por cisalhamento e por atrito são desenvolvidas ao longo da interface graute - barra melhorando a resistência contra novos deslizamentos; essa interação é chamada de dilatância. Dilatância é limitada em um extremo pela escala absoluta (altura) das salientes de graute, as pressões de dilatância desenvolvem ao ponto de esmagar as salientes, reduzindo a dilatância máxima para menos que 0,1 mm para a barra. A dilatância é dependente da rigidez do graute, rigidez da rocha ao redor do furo e da resistência do graute. (HUTCHINSON e DIEDERICHS, 1996).

2.1.5. Propriedades do graute

A relação água cimento é o fator mais importante que afeta as propriedades físicas e mecânicas do graute. Segundo Hyett et al. 1992a, a melhor relação água:cimento varia de 0,35 - 0,40. Com uma pequena relação água:cimento, a sedimentação e a porosidade diminuem o que incrementa a resistência do graute. Ao incrementar a resistência do graute a pressão de dilatação máxima aumenta o que resulta num incremento da resistência de aderência final.

Entretanto, uma relação água:cimento menor de 0,30 poderia dificultar o bombeamento por o aumento da viscosidade do graute, diminui a eficiência de mistura do graute o que poderia causar problemas com a saturação das partículas de cimento devido à pouca presença de água utilizada (HUTCHINSON e DIEDERICHS 1996)

Grautes com relação água:cimento maior de 0,4 são fáceis de bombear, mas, o graute é tão fino que não preenche os vazios e pode fluir para as juntas que cruzam os furos. Também reduz a resistência à tração e compressão do graute e incrementa os chamados micro-vazios. (GORIS, 1991)

Qualquer interface barra - graute é caracterizada por uma zona de transição na interface entre os dois, onde a microestrutura da pasta do graute é bastante diferente que a pasta distanciada da interface. Na região da interface a pasta é mais porosa devido ao aprisionamento de água ao longo da superfície da barra, e a forma irregular dos grãos de cimento nesta zona. A tensão de adesão entre a barra e o graute não é contínua, mas contempla uma série de pontos de contato, resultando em uma aderência débil. (HYETT et al. 1992b).

A separação da interface ocorre principalmente pela contração do graute e a deformação radial do aço. A contração do graute pode causar que o graute afaste a barra antes mesmo de que qualquer carregamento aconteça. Essa abertura deve ser fechada antes que alguma pressão de dilatação seja gerada e a tensão de aderência diminua. (HUTCHINSON e DIEDERICHS 1996).

2.1.6. Rigidez do confinamento

A rigidez radial do confinamento devido à rigidez do graute e rigidez do maciço rochoso ao redor do furo têm um notável efeito na tensão de aderência, (Moosavi 1997, Hutchinson & Diederichs 1996). A estrutura do maciço rochoso e as juntas ao redor do furo afetam a rigidez do maciço ao redor do furo.

Este efeito é mais evidente para graute de alta resistência ($UCS > 65$ MPa) (Hyett et al. 1992b). A rigidez da rocha tem maior influência quando o módulo da rocha ao redor do furo é igual ou menor que o módulo do graute. Neste caso o provável mecanismo de ruptura é fraturamento radial e deslocamento lateral do graute. Em rochas duras, a resistência e o módulo do graute são parâmetros críticos para determinar a tensão de aderência. (HUTCHINSON e DIEDERICHS, 1996).

A rigidez da rocha ao redor do furo pode mudar durante a vida útil da ancoragem devido a mudanças nas tensões, detonações e tensões induzidas no maciço. As mudanças nas tensões do maciço rochoso depois da instalação da ancoragem podem afetar profundamente a tensão de aderência na ancoragem, em outras palavras, um incremento de tensões pode causar um incremento na resistência e uma diminuição de tensões acarreará uma redução da mesma (KAISER et al. 1992; MALONEY et al. 1992; HYETT et al. 1995a).

2.1.7. Norma Brasileira de ancoragens ABNT NBR 5629:1996

Segundo a norma brasileira, as ancoragens em rocha são estimadas a partir de uma tensão de aderência rocha-argamassa (graute) que deve ser o menor dos dois seguintes valores:

- a) $1/30$ da resistência à compressão simples da rocha;
- b) $1/30$ da resistência à compressão simples da argamassa (graute)

A determinação do comprimento ancorado ou bulbo e seção transversal da ancoragem deve ser feita experimentalmente por meio de ensaios básicos e de qualificação.

Na norma brasileira estão indicados os ensaios a realizar, os estágios, comprimentos mínimos, tipo de proteção, solo em que pode ser utilizado o sistema etc.

2.1.8. Ensaios não destrutivos

Existem varias normas e recomendações em que se descreve como realizar ensaios em escala real em ancoragens. Geralmente estes são realizados na carga e descarga em intervalos sucessivos sem alcançar a ruptura, segundo as recomendações de diversas entidades como:

- International Society for Rock Mechanics: Suggested Method for Rock bolt Testing (1974)
- International Society for Rock Mechanics: Suggested Method for Rock Anchorage Testing (1985)
- ASTM E 488-96 Standard Test Method for Strength of Anchors in Concrete and Masonary Elements (1996)
- FIP Recommendation: Design and Construction of Prestressed ground anchorages (1996)
- ABNT NBR 5629: 1996 – Execução de tirantes ancorados no terreno completar

Estas normas procuram definir a carga e descarga progressiva a dar à ancoragem, diferencia entre os intervalos de carga e tempo. O final do ensaio pode ser marcado por um deslocamento máximo e/ou pela extração da ancoragem. A resistência admissível deve ser menor que a resistência medida no ensaio.

2.2. Ensaio de arrancamento axial

O objetivo principal dos ensaios de arrancamento é determinar a resistência ao arrancamento. Um objetivo secundário é determinar a relação força deslocamento. A força

axial de tração nas ancoragens tem papel preponderante e é introduzida como força estabilizante que corresponde à resistência ao arrancamento mobilizada.

Os ensaios de arrancamento consistem basicamente na aplicação crescente de carga de tração à extremidade livre e a medição dos deslocamentos produzidos pela carga até atingir a ruptura. São realizados para se determinar o atrito da interface maciço - ancoragem, verificação das cargas de ruptura, mecanismos de colapso e distribuição de tensões ao longo do comprimento da ancoragem (FEIJÓ e ERLICH, 2001)

O propósito de ensaiar uma ancoragem é definir suas respostas mecânicas para condições de carregamento que são suscetíveis de surgir quando entrem em serviço e para conhecer o dispositivo mais apropriado a ser escolhido para prever a resposta do maciço rochoso (WINDSOR, 1992).

Têm sido realizados ensaios de carregamento axial para comparar as diferentes ancoragens disponíveis no mercado. Esses resultados são relativos e a comparação pode ser feita somente com os resultados obtidos a partir de testes realizados de forma idêntica. (SATOLA, 2007)

Os ensaios de arrancamento são os mais comuns e simples de realizar no laboratório, mas, eles variam principalmente porque não existem normas de ensaio ou códigos de prática aprovados universalmente. Isto leva a diferenças nas técnicas de graute, comprimento ancorado ou de recepção, configuração do ensaio e procedimentos de prova, os quais naturalmente afetam os resultados e dificultam a comparação e combinação dos diferentes estudos.

Existem duas configurações básicas mostradas na Figura 2.10 para realizar os ensaios de arrancamento axial no laboratório: ensaio sem restrições e não rotativos (HUTCHINSON e DIEDERICHS, 1996)

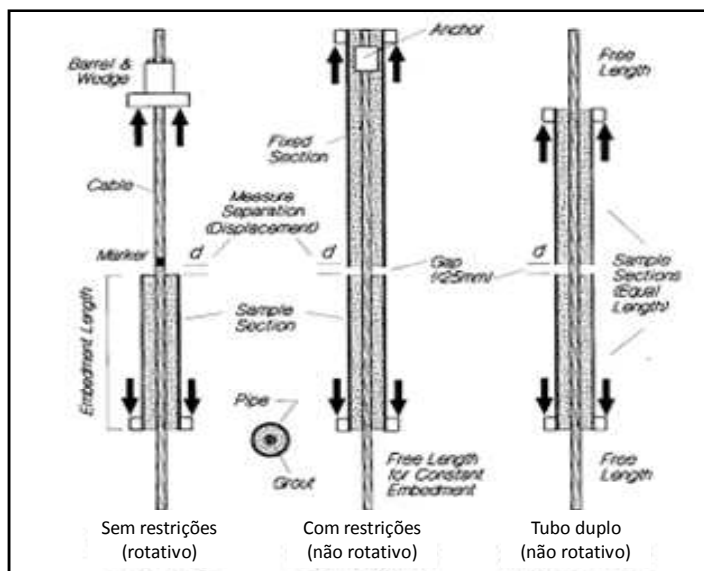


Figura 2.10 - Configurações de ensaio à tração (Hutchinson e Diederichs, 1996)

Os ensaios não rotativos ou com restrições são aqueles em que a rotação é prevenida durante o arrancamento. A resposta do elemento de reforço na interface entre as duas metades do corpo-de-prova representam com maior aproximação o desempenho de um reforço similar cruzando uma descontinuidade.

O sistema não rotacional com tubos foi desenvolvido por Fuller e Cox em 1975. Eles utilizaram tubos de aço de carbono como material de confinamento e grautearam as ancoragens dentro dos tubos separadas por um anel. Desde então o mesmo princípio tem sido utilizado por diversos pesquisadores (GORIS 1990a,b; HYETT et al. 1992b; HASSANI et al. 1992; VILLAESCUSA et al. 1992; VILLAESCUSA e WRIGHT 1999; SATOLA 2007).

Posteriormente Stillborg (1990) realizou o mesmo tipo de ensaio com um sistema especial, no qual, as ancoragens eram instaladas em blocos de concreto. O mesmo princípio foi utilizado depois por Hassani et al. (1992) e Stjern (1995)

Hyett et al. (1992) modificaram cada vez mais a configuração desenvolvida por Fuller e Cox (1975). Nestas modificações a rigidez do material confinante foi alterada usando

diferentes tubos de confinamento, como PVC, aço, alumínio, para simular condições do maciço rochoso. Os resultados não mostram diferenças significativas (HYETT et al. 1992b).

Fuller e Cox (1975) encontraram que o mecanismo de transferência de carga entre a barra de aço e o graute era extremamente dependente da forma e das propriedades da superfície da barra de aço. O ângulo de atrito efetivo entre o aço e o graute é aproximadamente 21° a 23° (Hyett e al. 1995b). As barras de aço têm uma alta resistência de aderência, carga de ruptura e carga última com pequenas deformações.

Santana 2010, avalia o comportamento da aderência aço-concreto com 7 dias de idade para um concreto de resistência à compressão de 35 MPa. Ele realizou ensaios de arrancamento normalizado pelo CEB RC6 (1983) e referido também na ASTM C-234-91a (1996) em modelos cilíndricos feitos a partir de garrafas plásticas PET de 10 cm de diâmetro. A resistência de aderência média obtida para o ensaio realizado foi da ordem de 2,67 MPa.

Segundo Goris (1990a) a principal desvantagem desse tipo de sistema é que o comportamento da curva força - deslocamento é diferente no maciço rochoso (Figura 2.11). O comportamento tensão - deformação do tubo é diferente da rocha; no entanto, o comportamento relativo deve aproximar os comportamentos das ancoragens em rocha.

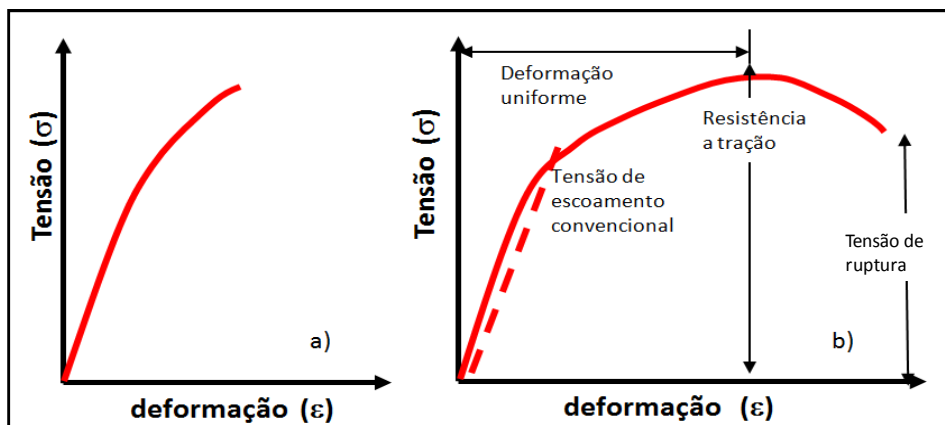


Figura 2.11 - Curva Tensão vs. Deformação a) Rocha b) Aço

Stillborg (1984) estudou o comportamento mecânico e o efeito de comprimento ancorado ou de recepção, superfície da barra, condições de pega do graute e graute com ou sem aditivo. Ele demonstrou que os ensaios com menor comprimento a rotação da barra foi permitida, mas nos ensaios com comprimento maior a rotação foi prevenida.

Também demonstrou que as propriedades da barra, as condições da cura e o tipo de graute afetam significativamente o comportamento da ancoragem. Ele também mostra que a capacidade da ancoragem é reduzida com a redução da resistência do graute.

Littlejohn e Bruce (1975) e Hanna (1982) construíram uma tabela na qual indicam valores da resistência de aderência no contato rocha – ancoragem (τ_T = resistência de aderência de trabalho, τ_{ult} = resistência de aderência última) para cada tipo de rocha os quais podem ser utilizados para cálculos prévios ou para valores de prática. (Tabela 2.1)

Tabela 2.1 - Aderência graute -maciço (adaptado de Littlejohn e Bruce, 1975)

Classificação	Aderência (MPa)		Fator de segurança	Fonte	
	τ_t	τ_{ult}			
Ígneas	Basalto de dureza média	-	5,73	3,0-4,0	Rao (1984)
	Basalto	1,21-1,38	3,86	2,8-3,2	Wycliffe-Jones (1974)
	Granito	1,38-1,55	4,83	3,1-3,5	
	Serpentinito	0,45-0,59	1,55	2,6-3,5	
	Granito e Basalto	-	1,72-3,10	1,5-2,5	PCI (1974)
Meta mór-	Xisto de Manhattam	0,70	2,80	4,0	White (1973)
	Folhelho duro e estratificado	-	0,83-1,38	2,5	PCI (1974)
Sedimentares	Calcário	1,00	2,83	2,8	Losinger (1966)
	Calcário brando	-	1,03 - 1,52	1,5-2,5	PCI (1974)
	Calcário dolomítico	-	1,38 - 2,07	1,5-2,5	
	Arenito	2,45		1,75	Coates (1970)
	Arenito intemperizado	-	0,69 - 0,85	3,0	Irwin (1971)
	Arenito duro de grãos finos	0,69-0,83	2,24	2,7-3,3	Wycliffe-Jones
Diversos	Rocha fraca	0,35-0,70	-	-	Koch (1972)
	Rocha média	0,70 - 1,05	-	-	
	Rocha competente	1,05 - 1,40	-	-	
	Concreto		1,38 - 2,76	1,5 - 2,5	PCI (1974)

Benmokrane e Chekired (1995) afirmam que a capacidade de arrancamento das ancoragens está ligada à resistência à compressão do graute e a resistência de arrancamento aumenta com o comprimento ancorado, até certo limite. A efetividade de uma ancoragem depende de seu comprimento em relação à zona ancorada (INDRARATNA e KAISER, 1990).

Zhen e Jie (1983) mostraram que a capacidade da ancoragem não é sempre proporcional ao seu comprimento. Ainda analisaram diversas características das ancoragens fixadas na rocha, com graute. Os resultados dos ensaios mostraram dois casos, com relação à distribuição das tensões de tração ao longo do comprimento. No primeiro caso, a rocha é relativamente uniforme, existe um único pico próximo da superfície da rocha. No segundo caso, apareceram dois picos de tensão ao longo do comprimento, resultado comum para rochas com estrutura heterogênea, e na maioria das vezes o segundo pico é menor que o primeiro. (Figura 2.12). Nos dois casos, as tensões tendem a zero com o comprimento. A distribuição das tensões de tração ao longo da ancoragem tende a se estabilizar com o tempo.

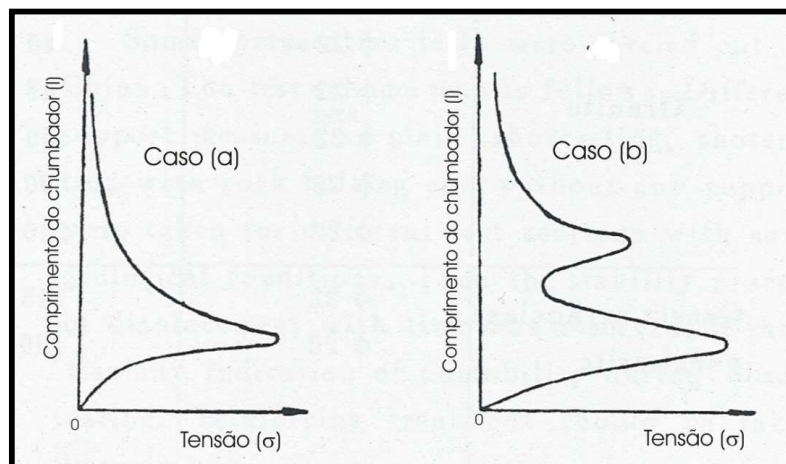


Figura 2.12 - Distribuição das tensões de tração na ancoragem a) Rocha homogênea b) Rocha heterogênea (Zhen e Jie, 1983)

2.2.1. Ensaio de arrancamento em laboratório

A diferença mais notória com os ensaios de campo, é que as condições de execução e o maciço rochoso são mais homogêneos e controláveis. A vantagem é que é muito mais simples e fácil de modelar, no entanto, existe o inconveniente que os resultados não consideram a própria variabilidade natural da rocha, com suas irregularidades e alterações.

Os primeiros ensaios de arrancamento em laboratório procuravam resultados qualitativos, comparando as forças de tração necessárias para arrancar as ancoragens.

É comum estimar a resistência de uma ancoragem a partir da resistência ao cisalhamento na interface rocha/graute, supondo o valor desta constante em todo o comprimento da ancoragem (Littlejohn, 1975) pode ser calculada seguindo a equação 2.1

$$F = \pi \cdot D \cdot L_a \cdot \tau \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Onde:

F = Resistência da ancoragem;

L_a = Comprimento ancorado;

D = Diâmetro da ancoragem;

τ = Resistência a cisalhamento na interface rocha /graute.

O cálculo é baseado nas seguintes hipóteses de Littlejohn e Bruce, (1975/76)

- A transferência da carga desde a ancoragem ao maciço rochoso é realizada através de uma tensão de cisalhamento distribuída uniformemente em todo o comprimento da ancoragem.

- O diâmetro da perfuração coincide com o da ancoragem.

- A ruptura se produz pelo deslizamento na interface rocha/graute (perfuração lisa) ou ruptura por cisalhamento na interface no meio mais fraco (perfuração rugosa).

- Não há planos de descontinuidades ou debilidade no comprimento no qual podem se produzir rupturas.

Ainda, Littlejohn (1992), propõe tomar como resistência ao cisalhamento a décima parte da resistência à compressão simples da rocha sã, com limite máximo de 4,2 MPa, sempre que a resistência à compressão simples do graute é igual ou superior a 42 MPa.

Este método tem sido muito utilizado no mundo, contando assim, com muitos dados de tensões de cisalhamento na aderência recomendadas para diferentes tipos de rochas como é mostrado no resumo da Tabela 2.1.

Na mesma tabela se pode apreciar uma grande variabilidade de resultados devido ao seguinte:

- Peculiaridades de cada tipo de rocha, localização, diferentes graus de resistência, alteração e fraturamento.
- Diferentes tipos de ancoragens utilizados considerando tensões de cisalhamento e coeficientes de segurança diferentes.
- Diferentes métodos construtivos.

Benmokrane, Chennouf e Mitri (1995), realizaram ensaios para comparar diversas dosagens de graute para ancoragens de barra e de cabo. Eles prepararam 6 diferentes dosagens para injetar ao redor da barra ou cabo. Os ensaios mostraram o aumento de capacidade resistente da ancoragem com o comprimento e seguem a seguinte lei linear (eq. 2.2)

$$T = a + b \cdot \frac{L}{\phi} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde:

L = Comprimento;

ϕ = Diâmetro.

Estabeleceram também que, os traços com maior compacidade garantem uma maior carga de ruptura. Os traços que contêm agentes expansivos produzem melhoria devido ao aumento da pressão de contato entre ancoragem e traço (graute) pelo que se produz um aumento da tensão tangencial na superfície de ruptura. Nos ensaios realizados por Benmokrane et al. 1992 a ruptura se produz no contato sem que ocorra ruptura através da rocha. Outra forma de aumentar a resistência do graute é mediante a adição de areia, devido à redução de vazios existentes no graute e aumento da dilatância do graute na ruptura, levando a um incremento da resistência do contato graute – ancoragem.

Ohtsu, Shigeishi e Chahrour (1995) realizaram ensaios de arrancamento com medições de ondas acústicas emitidas durante a ruptura e localizaram os pontos de início de ruptura e as fissuras geradas. Deduziram que inicialmente as fissuras são formadas por ruptura à tração, situada na interface e posteriormente formam-se fissuras geradas por tensões tangenciais.

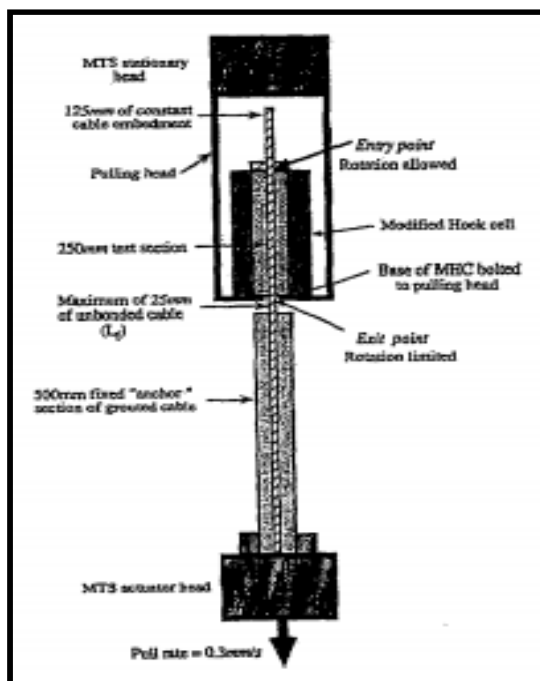


Figura 2.13 - Equipamento empregado no ensaio de arrancamento (Hyett et al. 1995)

Hyett et al. (1995) realizaram ensaios em células triaxiais como mostrado na Figura 2.13, preparadas para medir pressões laterais, dilatação produzida, deslocamentos axiais e radiais produzidos e a força de tração exercida na ancoragem.

Foi deduzido que a dilatação medida é praticamente desprezível, embora presente, provocando uma fissuração radial. A resistência ao cisalhamento mobiliza-se próximo do extremo exterior da ancoragem e é quase nula no interior.

Satola (2007) utilizou o equipamento de tubo duplo que é uma modificação para análises de elementos de reforço de rocha submetidos a arrancamento axial, podendo avaliar o comportamento força-deslocamento em diferentes tipos de barras ou cordoalhas de aço, mostrando que as barras de aço têm resistência de aderência, resistência de ruptura e resistência máxima significativamente maior que as cordoalhas de aço e menores valores de deslocamento. Demonstrou ainda que se o comprimento ancorado é maior que o comprimento mínimo ancorado a resistência ao arrancamento é similar.

2.2.2. Ensaios de arrancamento “in situ”

Dos ensaios realizados por diversos autores alguns mencionados anteriormente são tomados os valores médios das características mais importantes, com as tensões tangenciais médias indicadas como mostrado na Tabela 2.2. (GARCIA, 2005)

Tabela 2.2 – Resumo dos diferentes ensaios de arrancamento (Garcia, 2005)

Tipo de rocha	# de ensaios	Resistencia. (kN/m ²)		
		média	mínimo	Máximo
Arenito	73	2062	279	4132
Argilito	55	454	225	910
Calcáreo	20	119	48	200
Giz	13	687	340	952
Dolomita	?	175	110	282
Xisto	?	17	8	26
Filita e ardósia	11	1858	17	3000
Grauwaca	1	6700		
Gravas e areias com argila e silte	8	149	81,30	219,70
Marga	22	302	220	450
Rocha alterada e fragmentada	28	586	150	1200
Rocha vulcânica	4	2028	1470	2800

2.3. Ensaio de cisalhamento

O objetivo principal dos ensaios de cisalhamento é avaliar o comportamento de cisalhamento nas ancoragens na interface do graute - barra e graute - rocha. Além de estudar a capacidade de transferência da força da barra para o graute e deste para a rocha.

Os ensaios consistem na aplicação de uma força cisalhante crescente numa junta reforçada com barras de ancoragem e a medição dos deslocamentos produzidos pela carga até a ruptura, avaliando o mecanismo de cisalhamento na ancoragem e na interface desta com o graute e a rocha.

Os equipamentos utilizados para os ensaios de cisalhamento em diversos tipos de ancoragens são de grande porte e pesados, não sendo possível remover o problema de não

equilíbrio de distribuição de forças. Serão apresentados os dois tipos de equipamentos mais utilizados nas Figura 2.14 e na Figura 2.15.

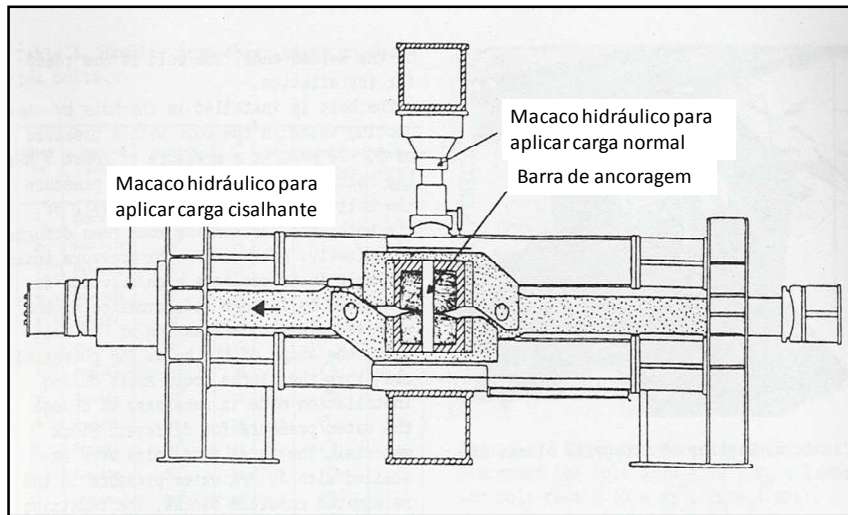


Figura 2.14 - Equipamento para ensaio de cisalhamento em rochas (B. LUDVIG, 1983)

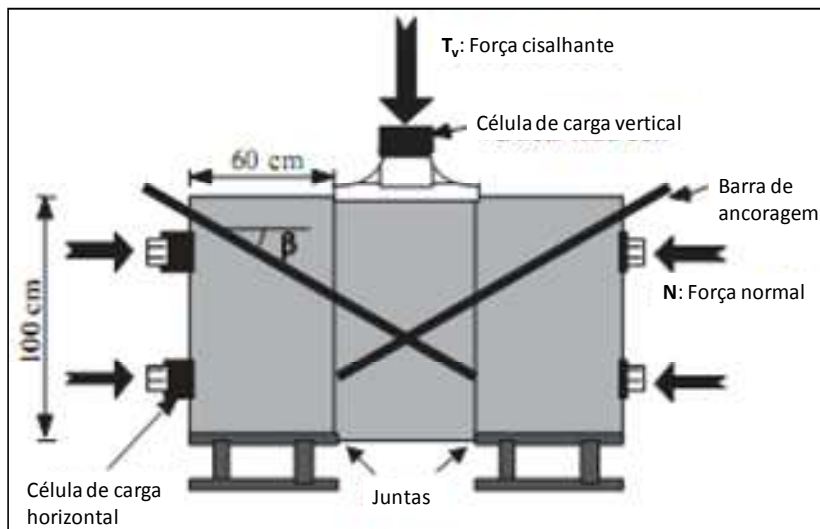


Figura 2.15 - Configuração para ensaios de cisalhamento em juntas duplas ancoradas (Grasselli, 2004)

As ancoragens normalmente trabalham com uma combinação de cisalhamento e tração. As ancoragens devem ter resistência ao cisalhamento e à tração, suficientemente grandes, para que o afrouxamento dos blocos de rocha seja minimizado. Quando as ancoragens são utilizadas para suporte de rochas em taludes e em escavações subterrâneas,

com ângulos de 35°-50° ao plano da junta. As ancoragens com inclinação menor de 40° falham por tração e as ancoragens instaladas com ângulo maior de 40° rompem por a combinação de tração e cisalhamento. (BJURSTRÖM, 1974).

Bjurström desenvolveu uma solução analítica baseado no equilíbrio de forças atuantes no sistema e mostra que a resistência ao cisalhamento é dependente dos seguintes três parâmetros:

- Resistência ao cisalhamento devido ao efeito de reforço:

$$T_r = p(\cos \beta + \sin \beta \tan \varphi) \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Onde;

T_r = Efeito de reforço na resistência ao cisalhamento devido à ancoragem;

p = Força axial correspondente à resistência de escoamento do deslocamento cisalhante;

β = Ângulo inicial entre a ancoragem e plano da junta;

φ = Ângulo de atrito da junta.

- Resistência ao cisalhamento devido ao efeito “dowel”:

$$Q = 0,67Dd_b^2(\sigma_y\sigma_c)^{0,5} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Onde;

D_b = Diâmetro da ancoragem;

σ_y = Resistência de escoamento da ancoragem;

σ_c = Resistência a compressão uniaxial da rocha.

– Resistência ao cisalhamento devido ao atrito da junta

$$T_f = A_j \sigma_n \tan \phi_j \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Onde;

A_j = Área da junta;

σ_n = Tensão normal à junta;

ϕ_j = Ângulo de atrito na junta.

De acordo a Bjurström a contribuição total da ancoragem para a resistência ao cisalhamento da junta mostrado na Figura 2.17, é definida por:

$$T_t = p(\cos \beta + \sin \beta \tan \phi) + 0,67D_b^2(\sigma_y \sigma_c)^{0,5} + A_j \sigma_n \tan \phi_j \quad (\text{Eq. 2.6})$$

A estimativa de Bjurström é aceitável a primeira vista, no entanto o modelo de ruptura no material circundante não foi considerado o qual é uma limitação. (JALALIFAR 2006).

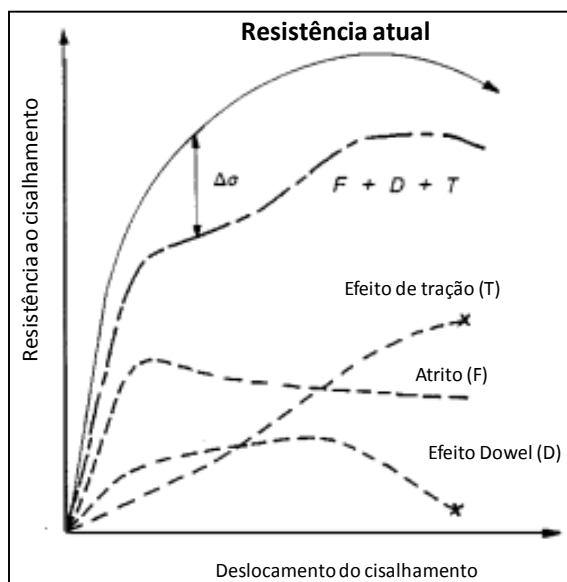


Figura 2.17 - Componentes da resistência ao cisalhamento oferecida pela ancoragem (Bjurström, 1974)

Hass (1976) realizou ensaios de cisalhamento e descreveu que os blocos foram fraturados durante o cisalhamento. As tensões em ambos os lados da junta de cisalhamento foram sugeridos para serem diferentes, que não é uma situação real ao redor do plano da junta de cisalhamento (Figura 2.18a), se o carregamento fosse verdadeiramente simétrico haveria uma probabilidade igual de qualquer divisão de blocos.

Para melhorar a distribuição da carga de cisalhamento, Hass utilizou uma placa de grande influência sobre o bloco em movimento, no que foi mal sucedido. A Figura 2.18b mostra uma barra deformada submetida a carregamento lateral que revela a situação não uniforme ao longo do plano da junta. É evidente que um ensaio de cisalhamento simples tem dificuldade em distribuir igualmente as cargas na junta de cisalhamento. Para minimizar este problema, um método poderia ser manter uma alta pressão de confinamento para reduzir o desequilíbrio na vizinhança do plano de junta de cisalhamento.

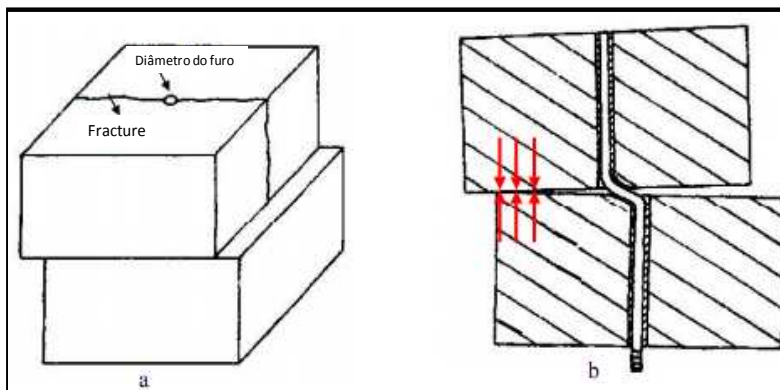


Figura 2.18 - a) Divisão de blocos em um lado da junta de cisalhamento b) Situação de não equilíbrio na vizinhança da junta de cisalhamento (Jalalifar 2006)

Azuar et al. (1979) encontraram que para ancoragens instaladas perpendiculares ao plano de junta o efeito de atrito é insignificante, o que contradiz a teoria de confinamento, que atribui parte do incremento de resistência à componente de atrito. Também mostraram resistências ao cisalhamento maiores para ancoragens instaladas a 30° com a junta e com sucessivas reduções de resistência quando o ângulo é incrementado para 60° e 90° .

Ensaio em ancoragem tubulares demonstraram o bom funcionamento das mesmas, devido a sua geometria (Scott, 1977; Brask, 1982 e Stephnsson, 1981). A Figura 2.19 mostra uma ancoragem executada com tubo, onde nota-se que as paredes do tubo são pressionadas de tal forma que se aproximam, antes de haver ruptura, demonstrando assim uma vantagem.

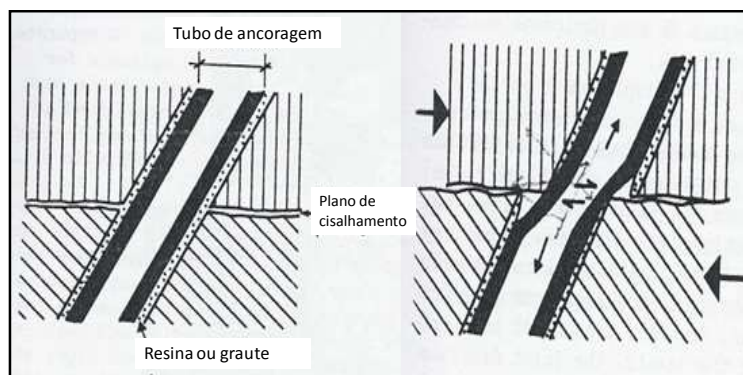


Figura 2.19 - Deformação de ancoragem tipo tubo sem ruptura (Stephnsso, 1981)

Haas (1981) estudou no laboratório juntas artificiais com reforços perpendiculares e inclinados a $+45^\circ$ e -45° (Figura 2.20), ele mostrou que as ancoragens podem atuar com maior eficiência quando são inclinadas a um ângulo agudo à superfície de cisalhamento porque tendem a alongar com a ação da força.

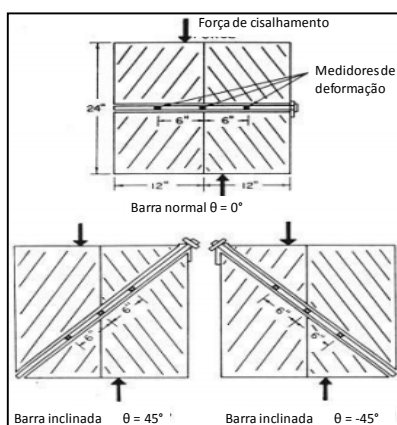


Figura 2.20 - Configuração de ensaios de cisalhamento (Haas 1981)

A resistência ao cisalhamento oferecida pela ancoragem foi obtida pelo somatório da contribuição da ancoragem e da resistência de atrito ao longo da superfície de cisalhamento.

Egger e Fernandez (1983) observaram que o ângulo de ruptura tem pequena variação, independente do ângulo inicial da barra com relação à junta. Eles também concluíram que as ancoragens perpendiculares pareciam ter a menor resistência ao cisalhamento, sendo as melhores configurações as variações de 30° a 60° com respeito ao plano da junta. O deslocamento de cisalhamento na ruptura foi mínimo para ancoragens inclinadas entre 40° e 50°.

Schubert (1984) propôs um modelo analítico baseado no equilíbrio de forças atuantes no sistema deformado e realizou ensaios de cisalhamento em juntas reforçadas com ancoragens em blocos de calcário e de concreto, concluindo que:

- A deformabilidade ao redor da rocha é importante para as reações das ancoragens;
- Ancoragens instaladas em rocha dura precisam de menores deslocamentos para atingir uma determinada resistência que as instaladas em rochas brandas.
- Barras de aço (CA-25) mais deformáveis melhoram a deformabilidade do sistema de ancoragem em rochas brancas.

Spang e Egger (1990) encontraram que a máxima contribuição da ancoragem à resistência ao cisalhamento das juntas é uma função da resistência última da ancoragem, T_u .

$$T_o = T_u [155 + 0,01\sigma_c^{1,07} \sin^2(\beta + i)] \sigma_c^{-0,14} (0,85 + 0,45 \tan \varphi) \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Onde;

T_u = Resistência última da ancoragem;

σ_c = Resistência à compressão uniaxial da rocha;

β = Inclinação entre a ancoragem e a superfície de cisalhamento;

i = Dilatação;

d = Diâmetro da ancoragem;

ϕ = Ângulo de atrito da junta.

A deformação de cisalhamento da ancoragem dada pela seguinte expressão:

$$u_o = d(15,2 - 55,2\sigma_c^{-0,14} + 56,2\sigma_c^{-0,28}) \left[1 - \left(\frac{70}{\sigma_c}\right)^{0,125} \frac{\tan \beta}{\sqrt{\cos \beta}} \right] \text{ (Eq. 2.8)}$$

Esta teoria está limitada por:

- Ancoragens de aço grauteado com pasta de cimento,
- Diâmetro do furo aproximadamente o duplo que da ancoragem,
- Resistência à compressão uniaxial da rocha entre 10-70 MPa,
- A fórmula da deformação da ancoragem não é aceita para ancoragens perpendiculares à junta,
- Ancoragens não pré-tensionadas.

A resistência da junta reforçada com barras de aço, quando incrementada a força axial que atua na barra devido ao deslocamento relativo dos dois lados da junta consiste na combinação de dois efeitos (FERRERO, 1995), Figura 2.21:

- a) Força perpendicular à junta de cisalhamento incrementando a força axial devido a deformação da barra (T_r), contribui com a resistência por atrito;
- b) Componente paralela ao plano de cisalhamento incrementando a resistência da junta (Q) contribui com o efeito Dowel, incrementando a resistência da junta.

O efeito Dowel representa a resistência devido às forças cisalhantes atuando na barra. Como o elemento de aço está totalmente conectado ao maciço rochoso, o complexo comportamento interativo entre os dois materiais envolvidos dependem das características de deformabilidade.

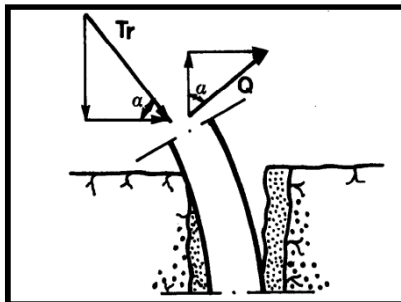


Figura 2.21 - Mecanismo de resistência de uma junta reforçada por ancoragem. (Ferrero, 1995)

O ângulo entre a ancoragem e a junta é muito importante para o comportamento das descontinuidades reforçadas com ancoragens, especialmente para determinar o tipo de ruptura. Se o ângulo é menor que 35° poderia se chamar de ruptura por tração, e se o ângulo é próximo de 90° seria ruptura por cisalhamento (HOLMBERG, 1991).

Além, Holmberg assegura que quando a deformação ocorre no maciço rochoso a ancoragem grauteada é submetida a ações que geram forças axiais e laterais na ancoragem (Figura 2.22) O diâmetro da barra e do furo, assim como a qualidade do aço, alongamento da barra e a resistência do graute e da rocha são fatores que influenciam este comportamento.

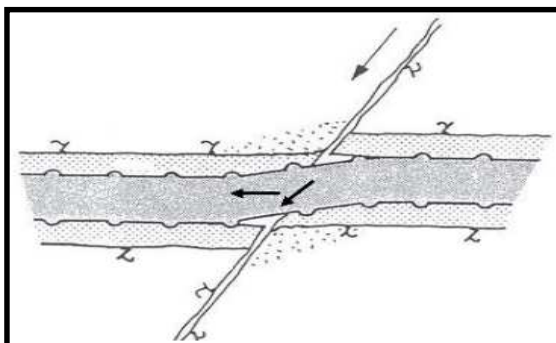


Figura 2.22 - Ancoragem grauteada submetida a forças laterais

2.3.1. Ensaio de cisalhamento em laboratório

Dos ensaios realizados por diversos autores alguns mencionados anteriormente são tomados alguns valores com as características mais importantes, como as tensões de ruptura

das ancoragens, as tensões normais e os deslocamentos na ruptura como mostrado nas Tabela 2.3, Tabela 2.4, Tabela 2.5 e Tabela 2.6

Tabela 2.3 - Ensaio de cisalhamento em barras de ancoragem, $\alpha = 90^\circ$

Material anc.	Bloco de ensaio	Diâm. (mm)	# barras	Área (mm ²)	Tensão normal (MPa)	Tensão ruptura (MPa)	Desloc. de rupt.(mm)	# de ensaios	Referência
Aço	Ardósia	6	1	28	10	370	7	1	Ludvig 1983
		8	1	50	10	390	18	1	Ludvig 1983
	Concreto	6	1	28	0,2	460	12	1	Azuar 1979
		12	1	113	0,2	490	-	2	Azuar 1980
		12	1	113	0,5	400	-	2	Azuar 1980
		20	2	314	variável	1141	47	1	Grasselli 2004
		20	2	314	variável	963	52	1	Grasselli 2004
		20	2	314	variável	1149	37	1	Grasselli 2004
		16	1	201	variável	935	29	1	Grasselli 2004
		16	2	201	variável	1569	30	1	Grasselli 2004
		16	2	201	variável	1634	23	1	Grasselli 2004
		16	3	201	variável	1563	32	1	Grasselli 2004
	Granito	16	1	201	4,5	570	23	3	Bjurström 1973
	Calcário	22,2	1	387	1,7	620	21	1	Haas 1975
		22,2	1	387	0,2	570	34	2	Haas 1975
Fibra de vidro	Concreto	26	1	531	1	117	23	1	ludvig 1981
	Calcário	34,9	1	957	0,2	80	5	2	Haas 1975

Tabela 2.4 - Ensaio de cisalhamento em barras de ancoragem, $\alpha = 45^\circ$

Material anc.	Bloco de ensaio	Diâm. (mm)	# barras	Área (mm ²)	Tensão normal (MPa)	Tensão ruptura (MPa)	Desloc. de rupt.(mm)	# de ensaios	Referência
Aço	Ardósia	6	1	28	9,9	490	10	1	Ludvig 1983
		20	1	314	2,5	780	14	1	Ludvig 1981
	Concreto	20	2	314	variável	1525	6	1	Grasselli 2004
		20	2	314	variável	1334	15	1	Grasselli 2004
		20	2	314	variável	1374	14	1	Grasselli 2004
	Calcário	22,2	1	387	0,2	590	23	1	Haas 1975
		22,2	1	387	1,7	550	17	1	Haas 1976
	Granito	16	1	201	3	700	17	3	Bjurström 1973
Gneiss	20	1	314	3,7	750	17	2	Ludvig 1981	
Fibra de vidro	Granito	22	1	380	2,1	270	18*	1	Nordström 1976
	Calcário	34,9	1	957	0,2	160	3	1	Haas 1976

* Pega deficiente da resina, a ancoragem deslizou no furo.

Tabela 2.5 - Ensaio de cisalhamento em ancoragens tipo “tubo”, $\alpha = 90^\circ$

Material anc.	Bloco de ensaio	Diâm. (mm)	# barras	Área (mm ²)	Tensão normal (MPa)	Tensão ruptura (MPa)	Desloc. de rupt.(mm)	# de ensaios	Referência
Split set	Ardósia	38,1	1	1140	0,2	340	76	2	Haas 1975
Swellex	Concreto	41	1	1320	1,3	370	39	4	Ludvig 1982
		36	2	1018	variavel	206	33	1	Grasselli 2004
		36	2	1018	variavel	321	39	1	Grasselli 2004
		36	2	1018	variavel	353	37	1	Grasselli 2004
	Granito	41	1	1320	1	310	30	4	Ludvig 1983
Fibra de vidro	Concreto	26	1	531	1,6	165	18	2	Ludvig 1980
		26	1	531	0,1	167	20*	1	Ludvig 1980
		26	1	531	1	112	14	1	Ludvig 1981

Tabela 2.6 - Ensaio de cisalhamento em ancoragens tipo “tubo”, $\alpha = 45^\circ$

Material anc.	Bloco de ensaio	Diâm. (mm)	# barras	Área (mm ²)	Tensão normal (MPa)	Tensão ruptura (MPa)	Desloc. de rupt.(mm)	# de ensaios	Referência
Fibra de vidro	Ardósia	26	1	531	2,5	190	14*	1	Ludvig 1981
	Concreto	26	1	531	1,5	210	17	2	Ludvig 1980
		26	1	531	1	250	23*	2	Ludvig 1981
		26	1	531	0,1	204	33*	2	Ludvig 1980
		26	1	531	0,2	212	13	1	Ludvig 1980

* Ancoragem deslizou no furo

** Descontinuidade rugosa com 5.5 mm de amplitude

2.4. Modelos

2.4.1. Modelos reduzidos

A utilização de modelos reduzidos é muito antiga, se tem conhecimento que os construtores das igrejas góticas da idade média os empregavam para estudar o comportamento de suas estruturas. Na Inglaterra, no século XIX, utilizaram-se modelos para pontes metálicas ferroviárias em escala reduzida. Na atualidade, em todos os campos os investigadores seguem utilizando esta técnica para adquirir mais conhecimentos.

Para construir um modelo é preciso conhecer os fenômenos presentes no protótipo. De maneira geral, para conceber um modelo e interpretar seu comportamento é indispensável ter uma clara compreensão do problema, causas e efeitos (GARCIA, 2000).

2.4.2. Aplicação de modelos reduzidos

Devido à complexidade dos fenômenos geotécnicos é muito difícil obter um modelo matemático que tenha em consideração todos os aspectos do comportamento do solo ou rocha, então, é necessário recorrer a um modelo físico.

Estes modelos físicos de forma simples ajudam a obter informações qualitativas, satisfazendo semelhanças geométricas. Em situações complexas é possível obter informações quantitativas, com a utilização de rochas artificiais, evita-se a dispersão dos dados devido à variabilidade dos materiais naturais, satisfazendo maiores relações de semelhança.

Na construção do modelo físico se pode utilizar o material próprio do estudo ou utilizar um material que simule seu comportamento evitando a variabilidade própria dos materiais originais. Os mais frequentes de utilização são argamassas e misturas de cimento com água; devido ao baixo custo e trabalhabilidade.

O problema das misturas com cimentos é que suas características evoluem com o tempo, são frágeis e seu comportamento tensão - deformação em compressão uniaxial é não lineal.

2.4.3. Modelos físicos

O dispositivo de estudo denominado protótipo é regido por determinadas equações (conhecidas ou desconhecidas) e o modelo físico pretende ser regido pelas mesmas equações. A relação de semelhança permite relacionar o comportamento do modelo e o do protótipo.

O mais comum é realizar modelos em escala sendo que as relações de semelhanças podem se obter mediante análise dimensional.

A construção com materiais metálicos não é muito comum, mas, serão utilizados nos ensaios. O propósito de usar tubos de aço como furos foi o de proporcionar um raio uniforme e idêntico de confinamento para todo o teste.

A análise dimensional está baseada no fato de existirem magnitudes que podem ser independentes e fundamentais, tais como comprimento, tempo e, na geotecnia, normalmente os fenômenos termodinâmicos são depreciáveis.

Para satisfazer um estudo em modelo é necessário escalar as dimensões geométricas o as, mas também outros parâmetros independentes que têm que ser representados no modelo os quais podem ser:

- Resistência à compressão simples e tração
- Módulo de Elasticidade e coeficiente de Poisson
- Ângulo de atrito interno e de dilatância
- Densidade
- Juntas (ângulo de atrito, espaçamento, orientações).

2.4.4. Modelos analíticos

2.4.4.1. Modelos de ensaios de arrancamento axial

a) Li e Stillborg

O modelo de Li e Stillborg (1999) está concentrado na ruptura que ocorre na interface da ancoragem com o meio de acoplamento, seja no graute ou na rocha.

Como foi explicado anteriormente, a tensão de cisalhamento na interface (tensão de aderência) está compreendida por três componentes: adesão, aderência mecânica ou cisalhamento e aderência por atrito. Estas tensões são perdidas em seqüência como a compatibilidade da deformação é perdida através da interface.

A Figura 2.23 ilustra uma curva típica da ancoragem num ensaio de arrancamento. A curva *a* representa a distribuição de tensões axiais da ancoragem submetida a forças relativamente pequenas. A curva *b* representa forças relativamente altas, com um desacoplamento que ocorre na interface da ancoragem.

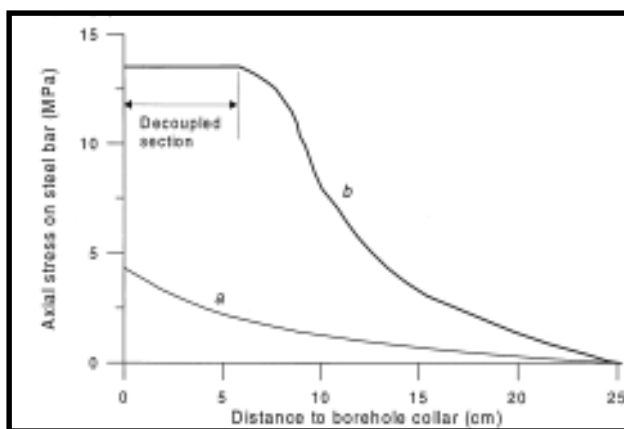


Figura 2.23 – Distribuição das tensões de arrancamento (Hawkes e Evans, 1951)

Para o exemplo mostrado na Figura 2.23 as tensões de cisalhamento para as duas intensidades de força (pequena e alta) são ilustrados na Figura 2.24, podendo determinar que quando a força aplicada é pequena, a tensão de cisalhamento diminui com o aumento da distância do ponto de aplicação da força (curva *a*). A curva *b* representa a distribuição das tensões de cisalhamento para forças maiores.

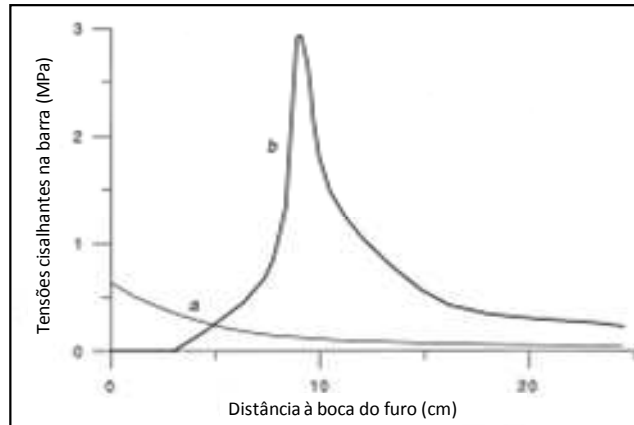


Figura 2.24 – Distribuição das tensões de cisalhamento (Li e Stillborg, 1999)

Baseados nos resultados experimentais da Figura 2.24, foi criado um modelo com as tensões de cisalhamento ao longo da ancoragem ilustrado na Figura 2.25.

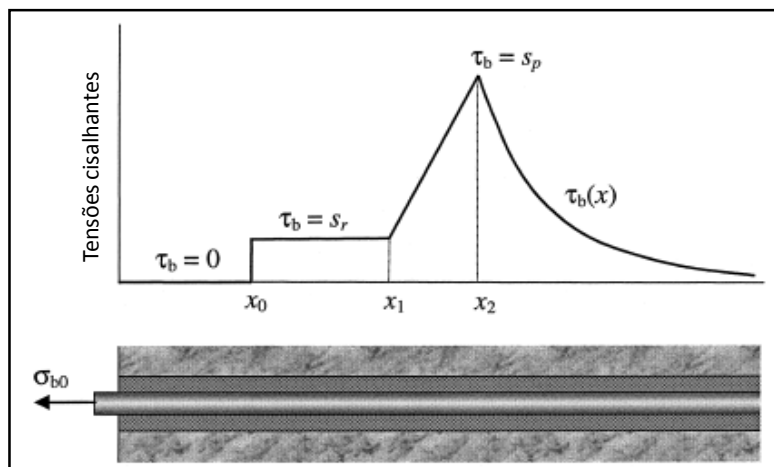


Figura 2.25 - Distribuição das tensões tangenciais na ancoragem submetida a tração (Li e Stillborg, 1999)

Para as ancoragens grauteadas, a atenuação da tensão de cisalhamento segue a seguinte expressão:

$$\tau_b = \frac{\alpha}{2} \sigma_{b0} e^{-2\alpha \frac{x}{d_b}} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Onde:

$$\alpha^2 = \frac{2G_r G_g}{E_b \left[G_r \ln\left(\frac{d_g}{d_b}\right) + G_g \ln\left(\frac{d_0}{d_g}\right) \right]} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$$G_r = \frac{E_r}{2(1+\nu_r)} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$G_g = \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Onde:

τ_b = Força na direção axial;

σ_{b0} = Tensão axial no ponto inicial de carga;

σ_c = Tensão de tração no ponto de carga;

G_r = Módulo de rigidez do maciço rochoso;

G_g = Módulo de rigidez do graute;

E_b = Módulo de Young do aço da ancoragem;

E_r = Módulo de Young do maciço rochoso;

E_g = Módulo de Young do graute;

ν_r = Coeficiente de Poisson do maciço rochoso;

ν_g = Coeficiente de Poisson do graute;

d_g = Diâmetro do furo;

d_0 = Diâmetro de um círculo na rocha fora da influencia da ancoragem.

Neste modelo a seção da ancoragem mais próxima ao ponto de aplicação da carga está completamente desacoplada, com tensões tangenciais nulas na distancia x_0 do ponto de

aplicação da carga, no trecho de x_0 até x_1 a interface é parcialmente desacoplada. Uma tensão residual atua a partir de x_1 incrementa-se linearmente até alcançar a tensão de cisalhamento pico em x_2 . Daqui em diante a interface ancoragem/rocha está submetida a deformações compatíveis e a tensão de cisalhamento se atenua de maneira exponencial.

Seguindo os cálculos a força máxima aplicada para uma ancoragem de comprimento L pode ser escrita assim:

$$P_{0max} = \pi d_b s_p \left[\omega \left(L + \frac{d_b}{2\alpha} \ln \omega - \Delta - x_0 \right) + \frac{1}{2} \Delta (1 + \omega) + \frac{d_b}{2\alpha} (1 - \omega) \right] \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Com base neste modelo Li e Stillborg, 1999 realizaram uma série de ensaios de arrancamento. Um destes ensaios considerou uma barra de aço de 3 metros de comprimento e 20 mm de diâmetro que foi grauteada em dois blocos de concreto de 1.5 m cada um. Um destes blocos foi fixado no terreno e o outro submetido a forças de arrancamento. A ancoragem não alcançou ruptura indicando desacoplamento na interface ao longo do comprimento da ancoragem. A força registrada foi de 180 kN. Assumindo que a distribuição das tensões de cisalhamento segue o padrão da Figura 2.25 e as tensões são calculadas com base no modelo mostrado anteriormente, é possível obter a Figura 2.26 com a distribuição de tensões ao longo da ancoragem.

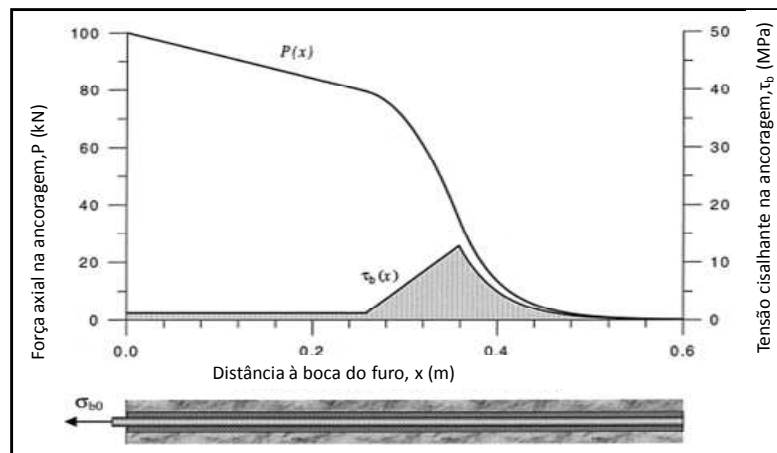


Figura 2.26 - Tensões de uma ancoragem submetida a carga axial (Li e Stillborg, 1999)

Nos ensaios in-situ as ancoragens tendem a restringir a deformação da rocha com um aumento das tensões de arrancamento. Em outras palavras a própria deformação da rocha é a que aplica a carga, para simplificar, a deformação na rocha em dois pontos A e B vai a induzir tensões tangenciais τ_A^d em A e τ_B^d em B. Como $\tau_A^d > \tau_B^d$, A tenderia a deslocar B para à esquerda, então para evitar isto B gera uma tensão de cisalhamento de sentido contrario τ_B^A , como é mostrado na Figura 2.27, segundo Li e Stillborg (1999)

A tensão total de cisalhamento em B é:

$$\tau_{dB} = \tau_B^A - \tau_B^d \quad (\text{Eq. 2.14})$$

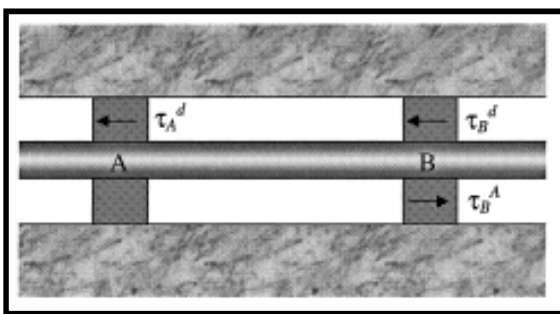


Figura 2.27 –Superposição das componentes das tensões de cisalhamento em B

O modelo de Li e Stillborg estabelecem que para ancoragens submetidas a ensaios de arrancamento o desacoplamento inicia no ponto de carregamento e propaga-se com o aumento da força ao longo do comprimento da ancoragem. As aberturas das discontinuidades no maciço induzem picos de tensão axial na ancoragem.

b) Coates e Yu – Benardi

Segundo Coates e Yu (1970) e Benardi (1967), o módulo de elasticidade relativo entre rocha, graute e a barra de ancoragem têm uma grande influencia sob a distribuição das tensões.

Para $E_{anc.} / E_{rocha}$ elevados, a distribuição de tensões é semelhante a uma distribuição de tensões constante (Hanna, 1982); em tanto, para rochas duras, donde $E_{anc.} / E_{rocha}$ é baixo, a distribuição de tensões é pouco uniforme, mobilizando se mais tensões no extremo superior da zona ancorada.

Em caso de rochas brandas $E_{anc.} / E_{rocha} > 10$, pode se aproximar a distribuição de tensões por uma tensão tangencial constante em todo o comprimento da ancoragem. Quanto menor seja o cociente, rochas sãs e duras, maior é a concentração das tensões no extremo superficial da zona ancorada (Littlejohn e Bruce, 1975/76) e as tensões calculadas são mais próximas às previstas pela teoria de elasticidade. (Figura 2.28)

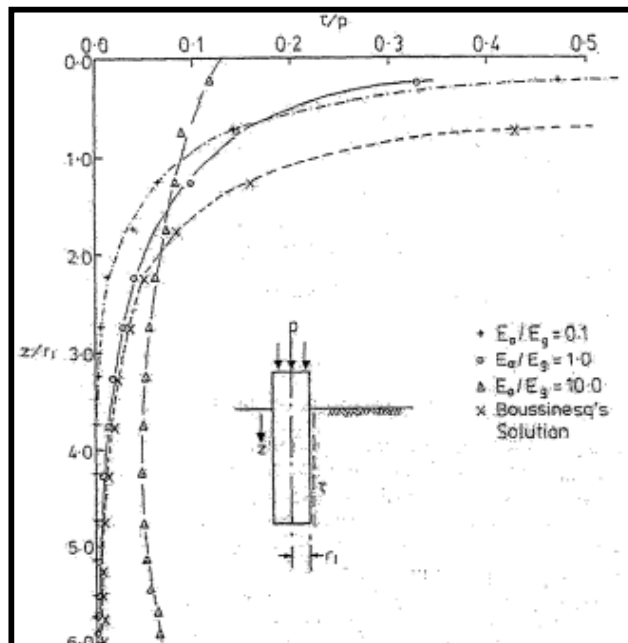


Figura 2.28 - Distribuições de tensões para diferentes quocientes $E_{anc.} / E_{rocha}$ (Coates, 1970)

c) Farmer

A distribuição de tensões dada por Farmer (1975) segue a seguinte equação:

$$\frac{\tau_x}{\sigma_0} = 0.1 * \exp - (0.2 x/a) \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Onde;

σ_0 = Tensão da ancoragem no extremo livre;

x = Comprimento da ancoragem, origem a face externa da ancoragem;

α = Raio da barra da ancoragem

d) Hyett et al.

O modelo de ruptura de Hyett et al. (1995b) foi introduzido para ensaios de arrancamento com cabos de aço do tipo não rotacional, sendo que o torque gerado ao longo do comprimento do cabo e a seção da ancoragem é definida pela seguinte equação (eq. 2.16) :

$$T = \frac{C\theta}{(u_a + L_f)} = \frac{2\pi C u_a}{l(u_a + L_f)} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

Onde;

C = Rigidez à torção do cordão do cabo;

θ = Torção do cordão do cabo;

u_a = Deslocamento axial do ponto de saída;

L_f = Comprimento inicial livre da ancoragem;

l = Comprimento de “passo” ou ancorado.

A força axial correspondente aos três mecanismos de ruptura pode ser calculada utilizando as seguintes equações:

- Ruptura com dilatação, após divisão do anel de graute

$$F_a = A_l p_l \tan(\varphi_{gs} + i) \quad (\text{Eq. 2.17})$$

- Ruptura não rotacional sem dilatação

$$F_a = \frac{A_l p_l \tan \varphi_{gs}}{\sin \alpha} + Q \quad (\text{Eq. 2.18})$$

- Ruptura por cisalhamento das ranhuras do graute

$$F_a = A_l(\tau_0 + p_i \tan \varphi_g) \quad (\text{Eq. 2.19})$$

Onde;

A_l = Seção de contato do cabo fixo;

p_i = Tensão radial no raio interior do anel de graute;

ϕ_{gs} = Ângulo de atrito entre o graute e aço (10,3° Kasier et al. 1992);

i = Ângulo de dilatação;

α = Ângulo de fixação

ϕ_g = Ângulo de atrito interno do graute (20°-27° Hyett et al. 1992^a);

τ_0 = Coesão do graute

A componente da força requerida para arrancar o comprimento livre do cabo sem rotação é:

$$Q = \frac{4\pi^2 C u_a}{l^2(u_a + L_f)} \quad (\text{Eq. 2.20})$$

Se o ângulo de dilatação é muito pequeno ($i < 0.2^\circ$), a componente da força de arrancamento devido à dilatação pode ser ignorada e a força axial pode ser escrita por (HYETT et al. 1995a):

$$F_a = \frac{L_s}{L_a} A_l(\tau_0 + p_l \tan \varphi_g) + \left(1 - \frac{L_s}{L_e}\right) \frac{A_l p_l \tan \varphi_{gs}}{\sin \alpha} + Q \quad (\text{Eq. 2.21})$$

Onde;

L_s = Comprimento em que ocorre ruptura por cisalhamento;

L_a = Comprimento de ancoragem de recepção ou ancorado;

Q = Deve ser aderido no caso que todo o comprimento do ensaio sofra ruptura não rotacional.

No modelo de Hyett et al. para cabos de aço, a presença das cordas do cabo permitem preencher com graute os vazios o que ocasiona uma grande melhoria na compatibilidade geométrica entre o cabo e o graute, que juntamente com a rigidez radial da parede do furo gera mais tensões de cisalhamento ao longo do cabo, resultando numa maior resistência de aderência e menor comprimento crítico ancorado ou de recepção.

2.4.4.2. Modelos de ensaios de cisalhamento em juntas reforçadas

a) Dight

Dight (1982) realizou um modelo analítico assumindo que a contribuição da ancoragem para a resistência ao cisalhamento numa descontinuidade reforçada é uma resultante da força axial na ancoragem e o efeito “dowel”. (Figura 2.29)

O ângulo de dilatação tem a seguinte relação:

$$\hat{\text{Ângulo de dilatação}} = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_v}{\delta} \right) = i$$

A força do efeito “dowel” foi determinada pela eq. (2.22)

$$t_p = \frac{d^2}{4} \sqrt{1.7 \sigma_y p_u \pi \left(1 - \left(\frac{t}{t_y} \right)^2 \right)} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

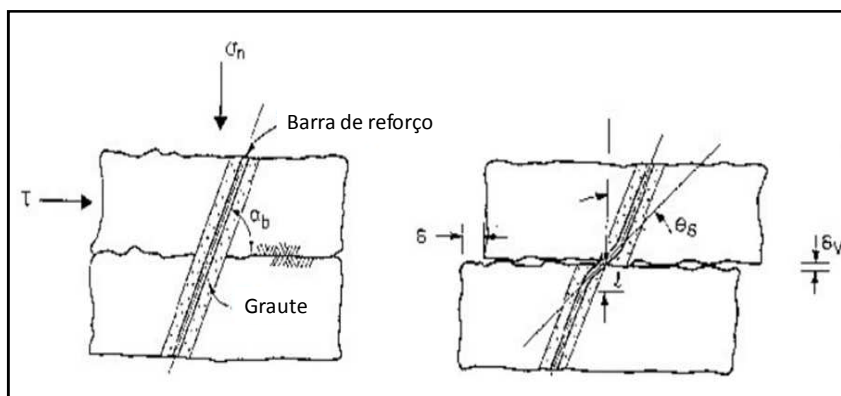


Figura 2.29 – Padrões de deformação para uma ancoragem em cisalhamento (Dight, 1982)

Onde;

p_u = Capacidade resistente da ancoragem ou da rocha;

t = Capacidade de força axial na posição de estado plástico;

t_y = Capacidade de força correspondente à resistência de escoamento;

σ_y = Tensão de escoamento do aço;

d = Diâmetro da ancoragem.

Dight não realizou nenhuma previsão para condição elástica, se a tensão prevalece então a resistência ao escoamento se desenvolve imediatamente. Ele considerou uma componente de força axial no cisalhamento e sugeriu que a contribuição da ancoragem deve ser o somatório da eq. 2.21 e 2.22.

$$t_c = t_y(\sin \theta + \cos \theta \tan(\phi_b + i)) \quad (\text{Eq. 2.23})$$

Onde:

θ = Ângulo entre o vetor normal ao plano de junta e a ancoragem;

ϕ_b = Ângulo base de atrito na junta

Ele concluiu que a tensão normal na junta não influencia a resistência ao cisalhamento que é contrario ao critério de confinamento de Saeb e Armadeid (1992). As ancoragens inclinadas têm melhor comportamento que as perpendiculares. A deformação ao longo da ancoragem está ligada à deformabilidade da rocha.

b) Yashinaka

Yashinaka et al. (1987) realizaram ensaios de cisalhamento direto em barras de 16 mm de diâmetro, sugerindo que as instaladas com inclinação entre 35° e 55° são as mais favoráveis. A Figura 2.30 mostra a comparação das ancoragens e mostra a pequena contribuição de ancoragens perpendiculares.

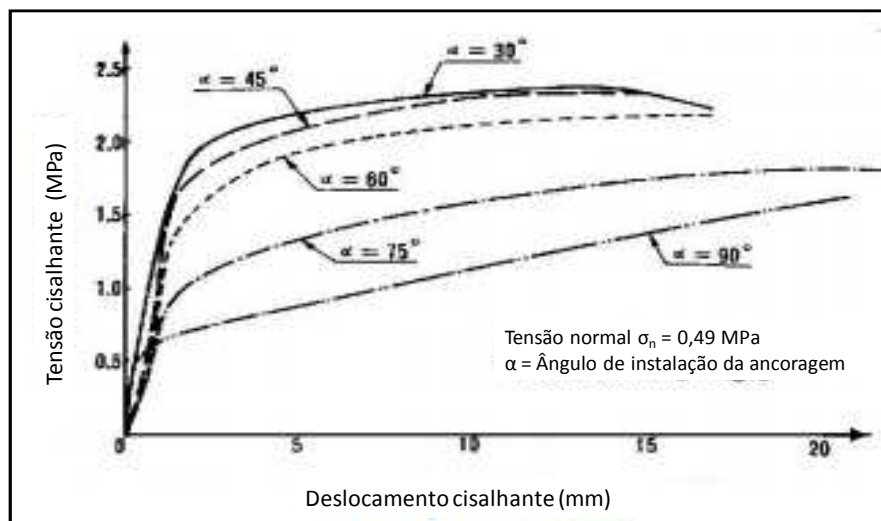


Figura 2.30 – Relação entre tensão de cisalhamento e deslocamento (Yoshinaka, 1987)

c) Ferrero

Ferrero (1995) propôs um modelo baseado em estudos numéricos e de laboratório de grandes blocos de cisalhamento. Ele sugere que as tensões globais podem ser atribuídas à combinação do efeito “dowel” (Q) e o incremento de força axial devido à deformação da barra (t_r). O esquema do modelo foi mostrado na Figura 2.22 e indica que o incremento da força axial atuante na barra devido ao deslocamento relativo de ambos os lados da junta determinam dois efeitos:

- O aumento da componente da força axial atuando perpendicularmente à junta leva a um aumento da resistência na junta devido às forças de atrito.
- O aumento da componente da força axial atuando paralelamente à junta aumenta diretamente a resistência da junta.

O modelo de Ferrero é somente aplicável para ancoragens instaladas perpendicularmente ao plano da junta em superfícies de camadas estratificadas e pode ser escrito pela equação 2.24:

$$F = t_r \cos \alpha - Q \sin \alpha - (t_r \sin \alpha - Q \cos \alpha) \tan \phi \quad (\text{Eq. 2.24})$$

Onde;

ϕ = Ângulo base de atrito na junta;

t_r = Força induzida na ancoragem;

Q = Força devido ao efeito “dowel”;

α = Ângulo entre a junta e o eixo da ancoragem;

F = Resistência do reforço global;

De acordo ao modelo a ancoragem e a rocha comportar-se elasticamente para pequenos deslocamentos cisalhantes. A ruptura pode ocorrer, em forças mais elevadas, com dois diferentes mecanismos dependentes do tipo de tensão predominante (cisalhamento e tração ou tração e momento fletor). Estes tipos de ruptura correspondem a diferentes rochas, deformabilidade do aço e características de resistência.

O primeiro mecanismo de ruptura é típico para rochas duras ($\sigma_c > 50$ MPa), o segundo mecanismo é para rochas mais fracas, finalmente para rochas muito fracas pode ocorrer arrancamento.

A Figura 2.31 mostra a configuração de forças atuantes na ruptura que ocorre na interseção barra-descontinuidade submetidas a uma combinação de forças normais e cisalhantes. Como a equação geral da curvatura da barra na ruptura não é conhecida, a barra quebrada foi examinada e a forma foi aproximada com uma equação parabólica. A Figura mostra a ancoragem carregada por forças axiais e de atrito que se desenvolvem entre a barra e o graute circundante. As forças normais correspondentes às reações de suporte oferecidas pela

rocha circundante também estão presentes. O ponto A representa a parábola máxima e O a interseção junta- barra.

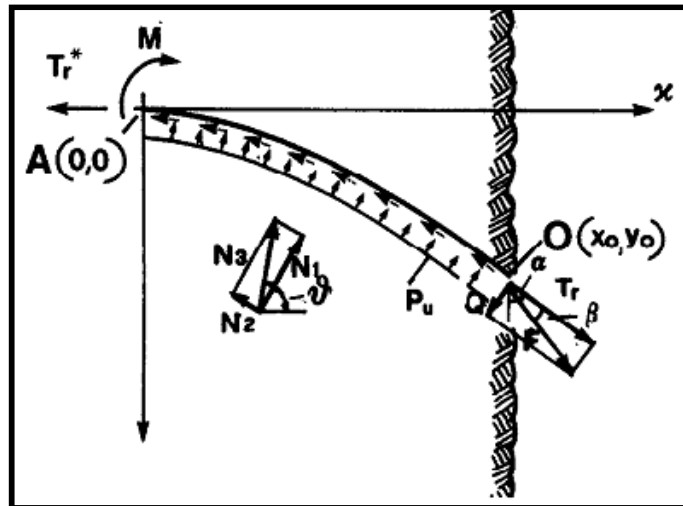


Figura 2.31 - Forças atuantes no mecanismo de ruptura 1 (Ferrero 1995)

Como “A” é o ponto de momento máximo, a força cisalhante é igual a zero, enquanto em “O” o momento fletor é zero por razões de simetria. A equação 2.25 descreve a relação entre as tensões na barra no ponto de máximo momento e a equação 2.26 descreve a relação existente na interseção junta-barra.

$$T_r^* = p_u D_b \frac{x_0^2}{2y_0} \quad (\text{Eq. 2.25})$$

$$t_r = p_u D_b \frac{x_0^2}{2y_0} \left(1 + \frac{4y_0^2}{x_0^2}\right)^{1.5} \quad (\text{Eq. 2.26})$$

O segundo mecanismo de ruptura ocorre quando o máximo momento fletor em “A” excede o máximo momento fletor da barra. A Figura 2.32 mostra que as condições de fluência propagam-se desde as rotulas plásticas até a junta que causa tensões de tração e afetam à ancoragem. Isto ocorre no caso de rochas frágeis e de pequena rigidez.

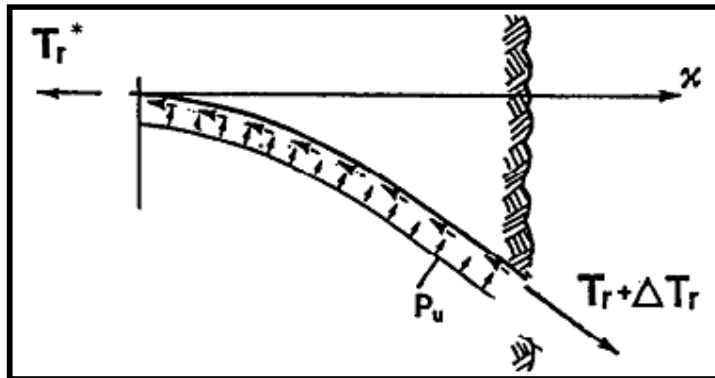


Figura 2.32 - Forças atuantes no mecanismo de ruptura 2 (Ferrero 1995)

O modelo de Ferrero sugere dois mecanismos de ruptura para determinar a última resistência da junta com reforço:

- Ruptura devido à combinação de forças de tração e cisalhamento atuantes na interface ancoragem – junta.

- Ruptura devido a forças de tração após a formação de duas rotulas plásticas simétricas com respeito ao plano de cisalhamento. A ruptura ocorre quando o máximo momento fletor computado em “A” excede o momento máximo de resistência na barra.

d) Swoboda e Marence

O modelo desenvolvido por Jalalifar (2006) é baseado no modelo de Swoboda e Marence (1992). Eles mostram que quando uma descontinuidade reforçada é submetida a uma força de cisalhamento a ancoragem é deformada com aumento de deslocamento na descontinuidade que mobiliza na barra uma força normal N e uma força cisalhante Q . Caracterizam-se dois pontos críticos, um na intersecção barra com o eixo da junta, com o momento fletor zero (ponto de simetria), e outro de momento fletor máximo no interior do bloco (ponto de articulação).

Com base nesta teoria, a força normal produz uma distribuição uniforme de tensões ($\sigma=N/A$) e o momento fletor produz tensões que variam linearmente ($\sigma=My/I$). Na Figura 2.33 mostram-se as forças geradas na ancoragem. A distribuição final da tensão normal é obtida por superposição de tensões produzidas pela força normal e momento fletor.

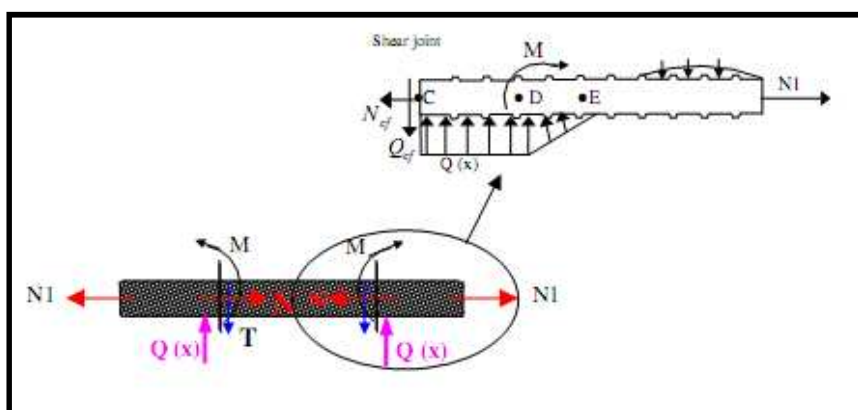


Figura 2.33 – Geração de solicitações na ancoragem durante o cisalhamento (Jalalifar, 2006)

À medida que aumenta a solicitação, aumenta também o momento fletor, levando a barra ao escoamento.

2.5. Considerações finais

Foram apresentadas diferentes teorias de ensaios de arrancamento e cisalhamento em juntas lisas reforçadas com ancoragens.

As teorias apresentadas para o ensaio de arrancamento mostram resultados similares entre elas. Os ensaios de arrancamento em tubo duplo vêm sendo realizados desde 1992 com diferentes elementos de reforço e material de preenchimento. Foram realizados diferentes ensaios com cordoalhas e barras de aço, mostrando que os ensaios com barras de aço apresentam maior resistência ao arrancamento que as cordoalhas de aço.

As teorias apresentadas para o ensaio de cisalhamento mostram diferentes resultados que variam com a configuração da instalação das barras de reforço. O ângulo de instalação das barras de reforço influencia a resistência ao cisalhamento, as barras inclinadas a menos de 40° com a normal apresentam melhores resultados que as barras de reforço com maior inclinação, no entanto, o ângulo de instalação não influencia o ângulo de ruptura final, apresentando valores similares para barras de reforço instaladas perpendicularmente ou inclinadas.

3. ANÁLISE EXPERIMENTAL

Este capítulo mostra a análise experimental realizada nesta pesquisa, que é apresentada e analisada em quatro itens diferentes: ensaio das barras de aço, ensaios do graute, ensaio de arrancamento e ensaio de cisalhamento.

Para determinar as características das barras de aço e graute, foram realizados os diferentes ensaios mais representativos destes materiais, a fim de serem utilizadas nos modelos de ancoragens submetidas a solicitações de arrancamento e cisalhamento.

Os ensaios de arrancamento consistiam na aplicação de uma carga de tração a um tubo ancorado e foram realizados com o equipamento do tubo duplo. As barras de aço ensaiadas têm comprimento maior ao comprimento mínimo base, que assegura aderência mínima para evitar deslizamento entre a barra e o graute.

Os ensaios de cisalhamento consistem na aplicação de uma força cisalhante em uma junta reforçada com barras de aço. Os blocos ensaiados estavam configurados com diferente quantidade de aço e posicionamento das barras.

O objetivo dos ensaios é analisar e estudar a influencia dos diâmetros das barras, o comprimento das barras e analisar o comportamento das ancoragens propriamente ditas durante os ensaios.

3.1. Barras de aço

A norma ABNT NBR 5629:1996 “Execução de tirantes ancorados no terreno” só admite tirantes de aço que atendem as normas ABNT NBR 7480:2007 - “Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação”, ABNT NBR 7482:2008 – “Fios de aço para concreto protendido – Especificação” e ABNT NBR 7483:2008 – “Cordoalhas de aço para concreto protendido – Especificação”.

Neste capítulo ensaiaram-se as barras para concreto armado produzidas de acordo com as especificações da norma ABNT NBR 7480:2007. Segundo esta norma as propriedades mecânicas exigíveis para as barras utilizadas CA-50 são:

- **Resistência característica ao escoamento ($\sigma_y = 500 \text{ MPa}$)**, é a tensão máxima que o material suporta ainda no regime elástico de deformação. Se houver algum acréscimo de tensão o material não segue mais a lei de Hooke.

- **Limite de resistência ($\sigma_{st} = 1,10\sigma_y$)**, é o valor máximo na curva tensão-deformação correspondente à maior tensão que o material pode resistir; se esta tensão for aplicada e mantida, o resultado será a ruptura. Toda a deformação até este ponto é uniforme na seção. No entanto, após este ponto, começa a se formar uma região de estricção, na qual toda a deformação subsequente está confinada e, é nesta região que ocorre a ruptura.

- **Alongamento**, é o aumento do comprimento do corpo-de-prova correspondente à ruptura, expresso em porcentagem. O alongamento mínimo em 10ϕ (diâmetro nominal) = 8%

- **Coefficiente de conformação superficial mínimo**, também denominado aderência, é o grau com que a barra ou fio adere ao concreto e está diretamente relacionado às dimensões das nervuras ou entalhes existentes na superfície do produto.

Ensaio a tração das barras de aço foram realizados conforme as especificações da norma ABNT NBR 6152/2002: “Materiais mecânicos – Ensaio de tração à temperatura

ambiente”. Neste ensaio é determinada a resistência de escoamento, limite de resistência e alongamento. O esquema do arranjo dos ensaios de tração realizados é mostrado na Figura 3.1.

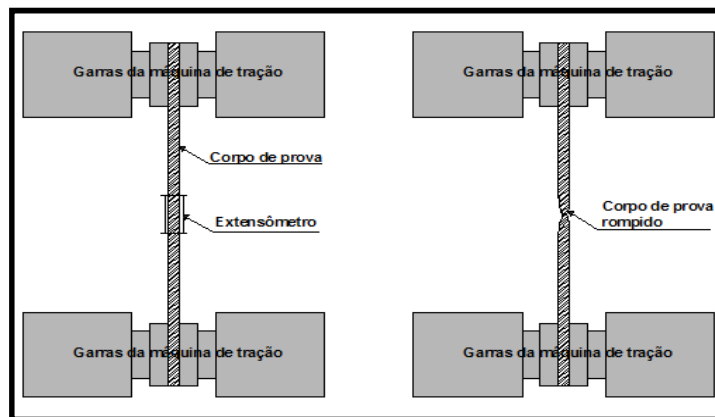


Figura 3.1 – Esquema de arranjo dos ensaios a tração da barra de aço

No escoamento ocorre a tensão a partir da qual o material passa a sofrer deformações permanentes, ou seja, até este valor de tensão se interromper a tração, a barra voltará a seu tamanho inicial, não apresentando nenhum tipo de deformação permanente.

Limite de resistência é a tensão máxima suportada pelo material na qual ele rompe, ou seja, é o ponto máximo da curva tensão-deformação das barras. Para esclarecer, força é um valor obtido por leitura direta, e tensão é o valor determinado pela relação entre a força e a área de seção da amostra. A Figura 3.2 mostra um diagrama típico de tensão-deformação do ensaio à tração das barras de aço.

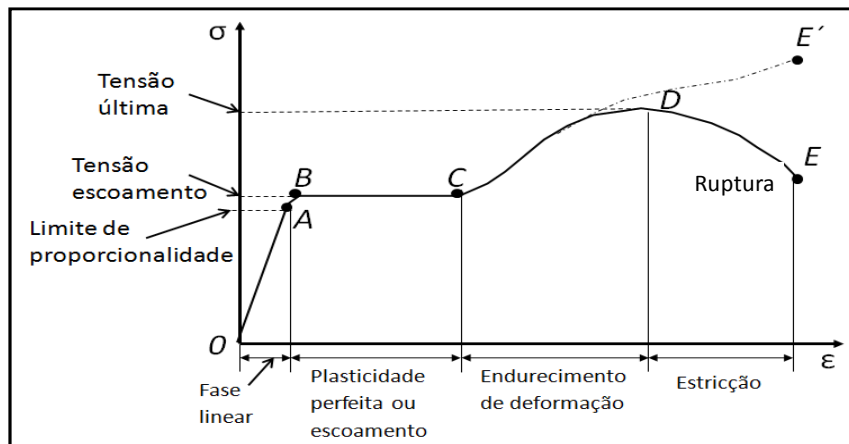


Figura 3.2 – Diagrama tensão-deformação do aço estrutural

O diagrama começa com um trecho reto da origem O ao ponto A , o que quer dizer que a relação entre a tensão e deformação nessa região é linear. A tensão no ponto A é chamada de limite de proporcionalidade. Para aços de pequeno teor de carbono, este limite está no intervalo de 210 a 350 MPa. A inclinação da linha OA é chamada de módulo de elasticidade.

Ao aumentar a tensão além do limite de proporcionalidade, a deformação começa a aumentar mais rapidamente para cada incremento de tensão. Consequentemente, a curva de tensão-deformação tem uma inclinação cada vez menor até que, no ponto B , a curva começa a ficar na horizontal. Começa nesse ponto um alongamento considerável do corpo-de-prova sem o aumento notável da força de tração (de B até C). Esse fenômeno é conhecido como escoamento do material, e o ponto B é chamado de ponto de escoamento. A tensão correspondente é conhecida como resistência de escoamento do aço. Na região entre B e C , o material fica perfeitamente plástico, o que significa que ele se deforma sem aumento na carga aplicada.

Após passar pelas grandes deformações que ocorrem durante o escoamento na região BC , o aço começa a recuperação. Durante a recuperação, o material passa por mudanças em sua estrutura cristalina, resultando em um aumento da resistência do material para mais deformação. O alongamento do corpo-de-prova nessa região exige um aumento na força de

tração, e por isso o diagrama de tensão-deformação tem uma inclinação positiva de C até D. A força atinge seu valor máximo, e a tensão correspondente no ponto D é chamada de resistência última.

3.1.1. Ensaio de tração

Os ensaios de tração foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, com um equipamento pseudo-controlado conhecido como Máquina universal Instron, segundo a configuração básica mostrada na Figura 3.1.

Para o ensaio de tração foi utilizado comprimento de aproximadamente 1 metro de barra de aço colocada entre as duas garras da máquina de tração. Os deslocamentos foram medidos na região central fazendo uso de um “clip gage”, o qual teve que ser retirado antes da ruptura por motivos de segurança. O deslocamento continuou sendo medido pelo próprio deslocamento das garras do equipamento. A Figura 3.3 apresenta um exemplo do comportamento da tensão-deformação medido com o “clip-gage” e a deformação medida com a própria instrumentação interna da prensa. Para o trecho sem instrumentação do “clip gage”, as deformações estimadas com os deslocamentos nas garras foram corrigidas utilizando correlação com as medidas feitas com “clip gage”.

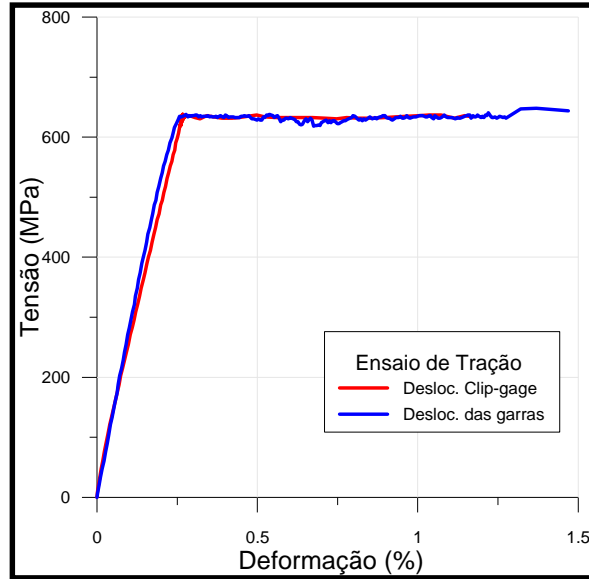


Figura 3.3 – Comportamento Tensão-deformação “clip-gage” e prensa

As forças foram aplicadas à velocidade indicada na norma e monitorada por um computador. O computador registrava a força e o deslocamento para cada segundo. A Figura 3.4 apresenta as curvas força-deslocamento.

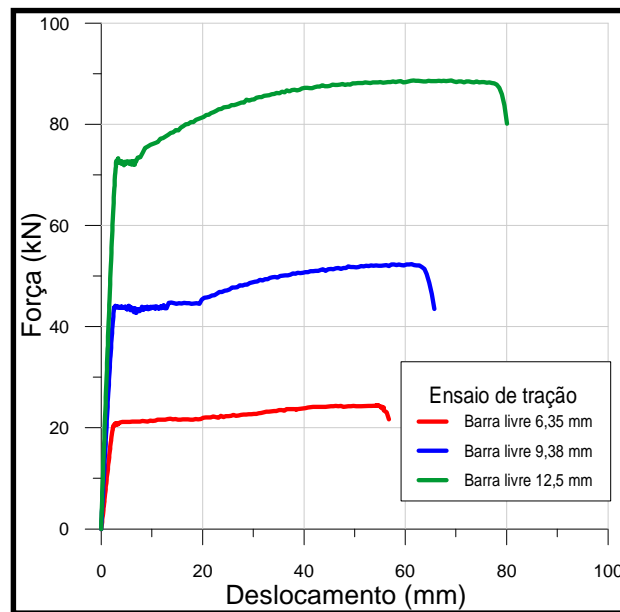


Figura 3.4 – Curvas força-deslocamento

A tensão σ é determinada por:

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \quad (\text{eq. 3.1})$$

Onde:

F = Força aplicada;

A_s = Área da seção transversal.

A deformação é obtida da leitura do “clip-gage”, dividindo-se a variação do comprimento de referência δ , pelo comprimento de referência inicial do “clip-gage” L_0 , segundo:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_0} = \frac{L_f - L_0}{L_0} \quad (\text{eq. 3.2})$$

Onde:

ε = Deformação;

δ = Variação do comprimento;

L_f = Comprimento final;

L_0 = Comprimento inicial.

Depois de retirado o “clip-gage” a deformação é obtida seguindo a mesma equação com as leituras do deslocamento das garras do equipamento dividido pelo comprimento inicial da barra, aplicando as correções. A Figura 3.5 mostra um corpo-de-prova antes da atuação da força e depois da atuação desta e ruptura.

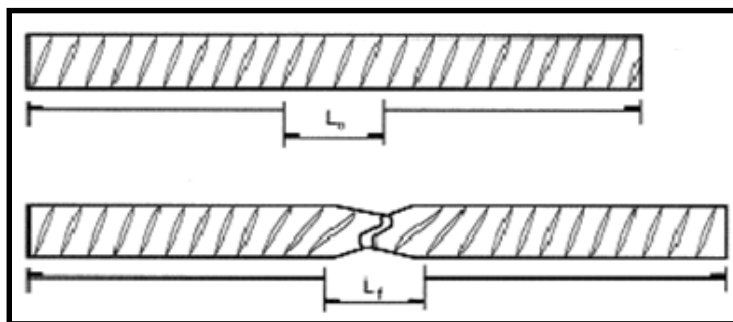


Figura 3.5- Deformação da barra de aço

A Tabela 3.1 mostra os resultados com os valores representativos da tensão do ensaio a tração. A Figura 3.6 apresenta as curvas tensão-deformação para os ensaios de tração realizados em barras de diâmetros diferentes.

Tabela 3.1 – Valores representativos dos ensaios a tração

Diâmetro real (mm)	Área (mm ²)	Tensão (MPa)		
		Escoamento	Máxima	Ruptura
6,35	31,67	636,06	769,30	749,31
9,38	69,10	623,43	757,48	728,77
12,50	122,72	583,83	722,49	700,12

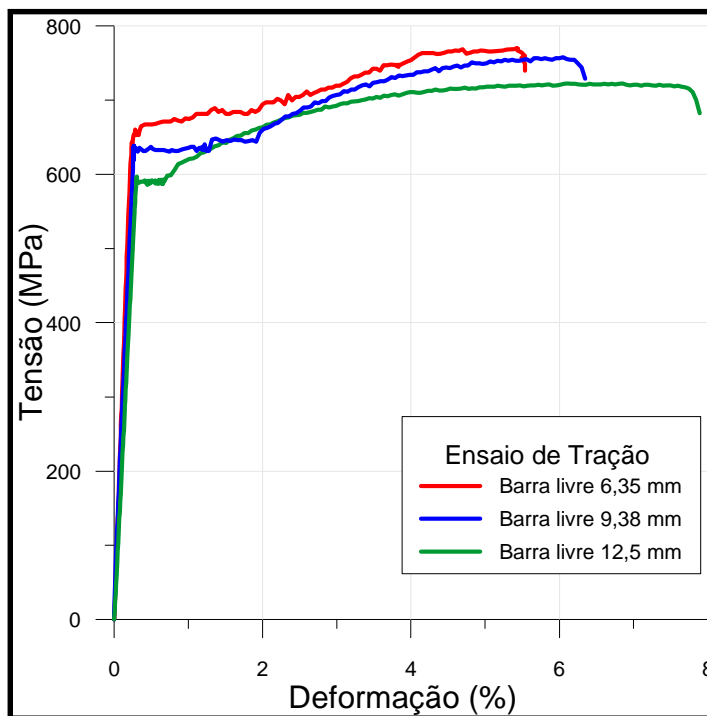


Figura 3.6 - Curva tensão-deformação

3.1.2. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade E é a inclinação do diagrama tensão-deformação na região elástica linear e é expresso pela equação:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{eq. 3.3})$$

Onde:

σ = Tensão;

ε = Deformação.

A Tabela 3.2 mostra valores representativos do módulo de elasticidade obtidos com os dados da Figura 3.6, podendo apreciar-se a diferença entre as barras de menor diâmetro com a barra de 12,5 mm de diâmetro, as barras de diâmetro pequeno (6,35mm e 9,38 mm) possuem valores reais essencialmente maiores.

Tabela 3.2 – Módulo de elasticidade das barras de aço

Diâmetro (mm)	Módulo de elasticidade (GPa)
6,35	214
9,38	210
12,50	204

3.2. Graute

A norma ABNT NBR 5629:1996 - “Execução de tirantes ancorados no terreno” diz com respeito ao material de preenchimento que admite como documento complementar a ABNT NBR 7681:1983 – “Calda de cimento para injeção – Especificação”

A calda de cimento é definida pela norma como: “Material obtido pela mistura conveniente de cimento, água e eventualmente, de aditivos, destinado ao preenchimento de baínhas ou dutos de armaduras de protensão de peças de concreto protendido.”

O material utilizado como preenchimento na instalação das barras de ancoragem para os ensaios de arrancamento e cisalhamento foi o cimento Super Graute Quartzolit, para o qual a relação água - graute pode variar de 3 a 4 litros para 25 kg de cimento (a:c 0,16:1).

O graute atende à norma ABNT NBR 7681:1983 e é composto por cimento, agregados minerais, aditivos especiais e fluidificante, com uma densidade aparente que varia de 1,6g/cm³ a 2,1g/cm³.

Segundo as especificações técnicas do produto o graute deve ser misturado com água limpa (foi utilizada a relação 160 ml/kg (0,16:1). A adição de água foi feita em duas etapas: primeiro, as 2/3 partes da água e misturadas intensamente por 3 minutos. A seguir foi adicionada a água restante e misturada por mais 3 minutos, quando o graute atinge sua fluidez máxima.(Figura 3.7).

O graute deve ser utilizado no prazo máximo de 30 minutos; após esse prazo, em temperatura ambiente de 25 °C, sua fluidez decresce. O endurecimento do graute tem início entre 1 hora e 30 minutos e 2 horas após a sua mistura com água.



Figura 3.7 – Preparação do graute (Supergraute- Quartzolit)

As principais propriedades mecânicas do graute são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Essas propriedades são determinadas a partir de ensaios executados em condições específicas.

3.2.1. Ensaio de resistência à compressão

O ensaio foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 7684:1983 Calda de cimento para injeção – Determinação da resistência à compressão – Método de ensaio.

A resistência à compressão f_c é a propriedade mecânica mais importante. O ensaio foi realizado com corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura e com 10 dias de idade.

A Figura 3.8 mostra o ensaio à compressão simples do graute, a) quando iniciado o ensaio e b) Depois de alcançar a ruptura.



Figura 3.8 – Ensaio a compressão simples do graute

A resistência à compressão é calculada pela seguinte expressão:

$$f_c = \frac{F}{A} \quad (\text{eq. 3.4})$$

Onde:

f_c = Resistência a compressão;

F = Força máxima aplicada no corpo-de-prova;

A = Área.

Os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 3.3. A média da resistência à compressão é 32 MPa.

Tabela 3.3 – Resultados de resistência à compressão simples

C.P. #	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Área (cm ²)	Força (kN)	Resist. a compr. simples (MPa)
1	9,98	4,97	19,40	58,20	30,00
2	9,94	4,96	19,32	66,50	34,42
3	9,78	4,99	19,56	65,60	33,54
4	9,93	4,97	19,40	62,90	32,42
5	9,62	4,99	19,56	56,80	29,04
6	9,87	4,96	19,32	59,80	30,95

3.2.2. Ensaio de resistência à tração

O ensaio foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 7222:1994 – “Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos”. É o ensaio à tração mais utilizado, por ser mais simples e utilizar o mesmo corpo-de-prova cilíndrico do ensaio de compressão. É conhecido internacionalmente como ensaio brasileiro, pois foi desenvolvido por Lobo Carneiro, em 1943.

Para a sua realização, o corpo-de-prova cilíndrico é colocado com o eixo horizontal entre os pratos da máquina de ensaio, e o contato entre o corpo-de-prova e os pratos deve ocorrer somente ao longo de duas geratrizes, onde são colocadas tiras padronizadas de madeira, diametralmente opostas (Figura 3.9), sendo aplicada uma força até a ruptura do concreto por fissuramento devido à tração indireta.

O valor da resistência à tração por compressão diametral, $f_{ct,sp}$, encontrado neste ensaio, é um pouco maior que o obtido no ensaio de tração direta.

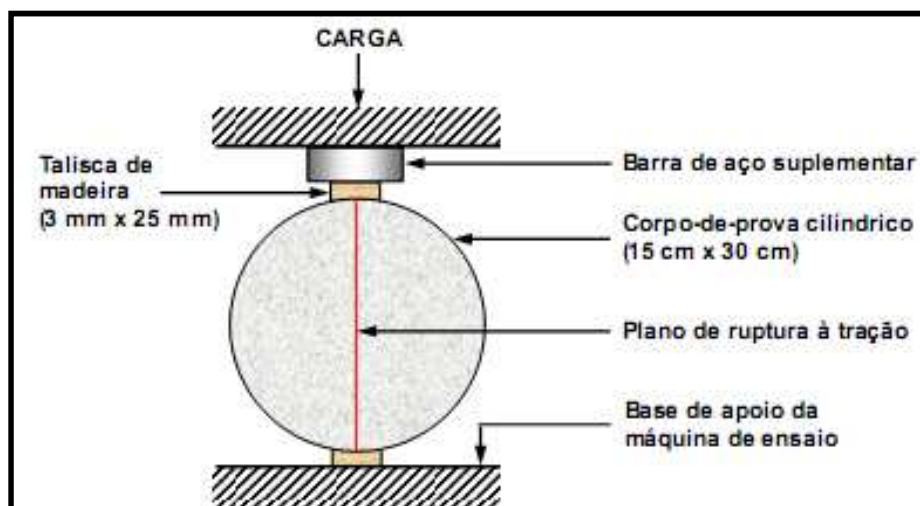


Figura 3.9 – Ensaio de tração diametral (Mehta e Monteiro, 2008)

A resistência à tração por compressão diametral é calculada pela seguinte expressão:

$$f_{td} = \frac{2F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (\text{eq. 3.5})$$

Onde:

f_{td} = Resistência a tração por compressão diametral;

F = Força máxima aplicada;

d = Diâmetro do corpo-de-prova;

L = Altura do corpo-de-prova.

Os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 3.4. A média da resistência à tração é 2,10 MPa.

Tabela 3.4 – Resultados da resistência à tração por compressão diametral

C.P. #	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Área (cm ²)	Força (kN)	Resistência à tração (MPa)
7	9,69	4,98	19,50	17,5	2,31
8	9,84	4,97	19,37	16,6	2,16
9	9,80	4,96	19,35	14,1	1,85

Como o resultado obtido pelo ensaio de resistência à tração por compressão diametral é maior que o obtido pelo ensaio de referencia existe um coeficiente de conversão, então, a resistência à tração direta é igual a:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot \sigma_{td} \quad (\text{eq. 3.6})$$

Onde:

f_{ct} = Resistência à tração direta;

f_{td} = Resistência à tração por compressão diametral.

Resolvendo a equação 3.6 temos:

$$f_{ct} = 1,90 \text{ MPa}$$

3.2.3. Módulo de elasticidade à compressão

O ensaio foi realizado com corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, de acordo com a norma ABNT NBR 8522:2008 – “Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão–deformação”.

A expressão do módulo de elasticidade é aplicada somente à parte retilínea da curva tensão vs. deformação ou, quando não existir uma parte retilínea, a expressão é aplicada à tangente da curva na origem, em que se pode aplicar a Lei de Hooke, seguindo a equação 3.3.

O conceito do módulo de elasticidade está baseado no crescimento linear das deformações sob carregamento, cessada a sollicitação a deformação desaparece. Não havendo deformações permanentes com a supressão do carregamento o material é considerado elástico.

A partir de um determinado ponto o gráfico não é mais linear e a parte de deformação aparece, portanto o material não é considerado elástico, a Figura 3.10 mostra o ensaio em andamento.

Os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 3.5. O valor utilizado para determinação do módulo foi de 1/3 do valor da tensão máxima. O valor médio do módulo de elasticidade é 23 GPa.



Figura 3.10 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade

Tabela 3.5 – Resultados do módulo de elasticidade do graute

C.P. #	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Deformação (%)	Tensão (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
10	9,93	4,97	0,52	11,90	22,72
11	9,62	4,99	0,54	11,60	21,46
12	9,87	4,96	0,47	11,50	24,68

3.2.4. Coeficiente de Poisson

A Tabela 3.6 mostra os resultados do coeficiente de Poisson obtidos em ensaios de compressão simples. O valor utilizado para determinação do coeficiente foi a metade do valor da força máxima. O valor médio do coeficiente de Poisson é 0,23.

Tabela 3.6 – Resultados do coeficiente de Poisson

C.P. #	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Coeficiente de Poisson
7	9,80	4,99	0,20
8	9,80	4,96	0,27
9	9,95	4,98	0,21

3.3. Ensaio de arrancamento

Os ensaios de arrancamento consistem basicamente na aplicação de força de tração à extremidade livre de barras ancoradas e a medição dos deslocamentos produzidos pela força. São realizados para se determinar o atrito das interfaces maciço – ancoragem e barra graute, verificação das cargas de ruptura, mecanismos de colapso e distribuição de tensões ao longo do comprimento da ancoragem (FEIJÓ e ERLICH, 2001).

Os ensaios foram realizados em barras de 12,50 mm, 9,38 mm e 6,35 mm de diâmetro. O comprimento ancorado foi maior que o comprimento mínimo de ancoragem para cada barra, o que garantiu prevenir escorregamento entre a barra e o graute.

O ensaio permitiu também determinar o comportamento mecânico da ancoragem. Além disso, foi possível estudar o efeito de aderência entre o graute e os diferentes diâmetros de barras de aço.

3.3.1. Equipamento

Seguindo os princípios básicos de ensaios de tração no laboratório, o sistema de ensaios foi projetado para ser mais próximo possível do comportamento de ancoragens cruzando rochas com descontinuidades.

O equipamento utilizado para os ensaios de arrancamento está baseado no sistema de tubo duplo (Satola, 2007). Foi desenvolvido e construído no laboratório de Mecânica de Rochas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, com esta finalidade específica. O equipamento suporta forças de 250 kN, comprimento ancorado de 0,80 metro, diferentes

diâmetros de barra ou tipos de ancoragens e os deslocamentos podem ser medidos em três pontos diferentes.

O nome do equipamento é devido aos dois tubos que o compõem. Um dos tubos é de seção retangular e o outro é de seção circular. O tubo circular interior representa o furo no maciço que cruza uma descontinuidade, de raio uniforme e idênticas propriedades de confinamento. É composto por um tubo oco de aço partido em duas metades para simular uma descontinuidade. A Figura 3.1 mostra o tubo com a descontinuidade. Dentro deste tubo coloca-se a barra da ancoragem fixa com graute.

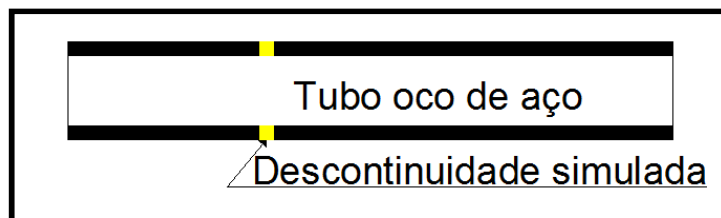


Figura 3.11 – Esquema do tubo circular

O tubo utilizado para os ensaios conforme a norma ABNT NBR 8476:198 cumpre as seguintes características:

- Grau de aço: A1
- Resistência à tração mínima: 350/450 MPa
- Tensão de escoamento mínimo: 240 MPa
- Alongamento mínimo: 25 %
- Módulo de elasticidade: 177 GPa
- Coeficiente de Poisson: 0,25
- Diâmetro externo: 42,4 mm (NBR 5590)
- Diâmetro interno: 35,9 mm
- Espessura: 6,5 mm

A rigidez radial (K_r) do tubo de aço (relação entre pressão interna e deslocamento radial) é calculada a partir da teoria do cilindro espesso de acordo com a equação 3.7

$$k_r = \frac{2E}{(1+\nu)} \left\{ \frac{d_e^2 - d_i^2}{d_i[(1-2\nu)d_i^2 + d_e^2]} \right\} \quad (\text{eq. 3.7})$$

Onde:

K_r = Rigidez radial do tubo;

E_s = Módulo de elasticidade do tubo de aço;

ν = Coeficiente de Poisson;

d_i = Diâmetro interno;

d_e = Diâmetro externo.

Adotando coeficiente de Poisson do aço de 0,25 e substituindo os valores dos diâmetros externo e interno, o deslocamento radial do tubo devido a uma pressão interna P pode ser avaliado como:

$$u_r = \frac{6 \cdot P \cdot r_i}{E_s} \quad (\text{eq. 3.8})$$

O tubo de aço no ensaio simula as condições do maciço rochoso. A rigidez radial de um furo de raio r num maciço de módulo de rigidez transversal G é dada por:

$$u_r = \frac{1 \cdot P \cdot r}{2 \cdot G} \quad (\text{eq. 3.10})$$

Igualando os deslocamentos radiais do tubo e do maciço equivalente, adotando coeficiente de Poisson do maciço igual a 0,25 e simplificando obtém-se a relação entre módulos de elasticidade do maciço equivalente e do aço:

$$E_m = 0,18 \cdot E_s \quad (\text{eq. 3.11})$$

$$E_m = 32 \text{ GPa}$$

O tubo de aço apresenta uma rigidez que seria equivalente a uma rocha com módulo de elasticidade de 32 GPa e coeficiente de Poisson de 0,25. Segundo Del Rio et al. (2007), as propriedades calculadas poderiam corresponder a um Granito que apresenta módulo de elasticidade médio de 34 GPa.

O tubo de seção retangular ou tubo quadrado é um elemento fixo que serve como suporte do ensaio, pois nele está apoiado o dispositivo de força, e o tubo circular interior. Nos dois extremos foram soldadas placas quadradas como base de reação à força do macaco hidráulico vazado; as placas quadradas têm um furo central de 45 mm de diâmetro para passar o tubo de ensaio circular que representa o furo no maciço (Figura 3.12).

Além disto, o tubo quadrado serve de base para realizar as medições de deslocamento durante o ensaio através da janela de medição. A janela de medição consiste em um corte de 15 cm na parte central do tubo quadrado, serve para observar os dois lados do tubo circular, e realizar as medições de deslocamento durante o ensaio com a ajuda dos dispositivos medidores de deslocamento.

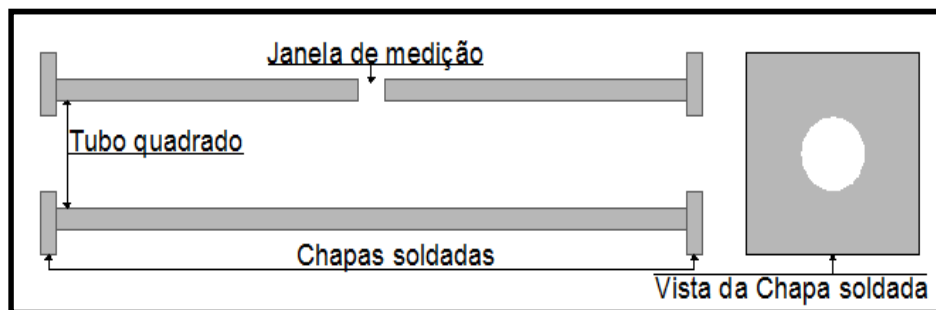


Figura 3.12 – Esquema do tubo quadrado com a chapa soldada

O dispositivo de transferência de força utilizado é um macaco hidráulico vazado, isto quer dizer, com um furo interno, de diâmetro um pouco maior ao diâmetro externo do tubo circular, com capacidade de carga de 300 kN. Para a aquisição de dados foi utilizado uma célula de carga vazada com capacidade de 300 kN localizada entre o macaco hidráulico e a cunha de contenção.(Figura 3.13)

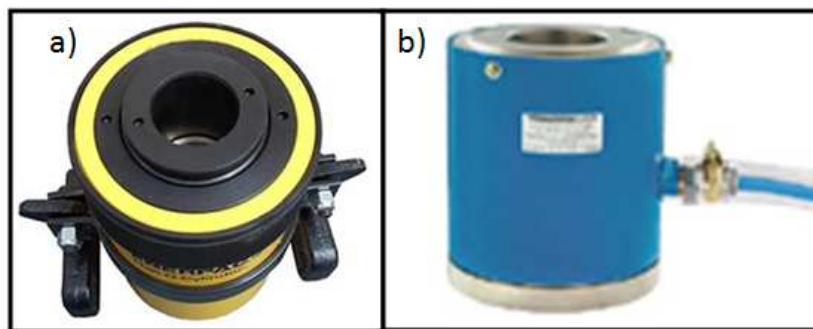


Figura 3.13 a) Macaco hidráulico vazado b) Célula de carga vazada

O esquema do equipamento está mostrado na Figura 3.14, onde o tubo de aço circular grauteado é inserido no tubo quadrado, posteriormente é colocado o macaco hidráulico e a célula de carga. A descontinuidade simulada deve ficar no meio da janela de medição para prosseguir com a solda das cunhas de reação e instalação da instrumentação com conexão ao sistema de aquisição de dados. (M.D: Medidor de deslocamento)

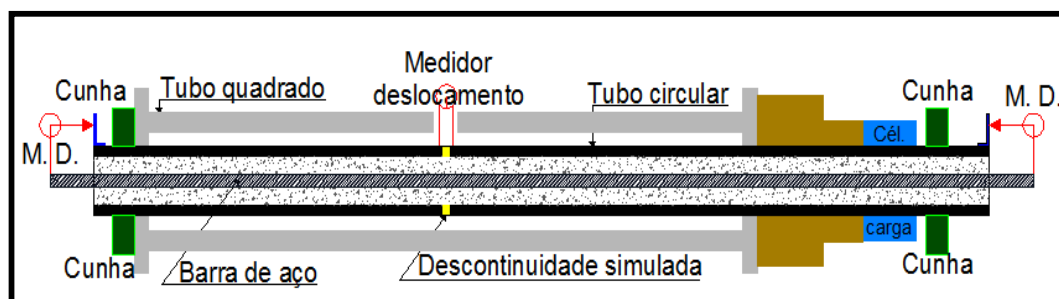


Figura 3.14 - Esquema do ensaio de arrancamento com o equipamento do tubo duplo

3.3.2. Procedimento

Para a realização dos ensaios foi necessário construir as amostras com o seguinte procedimento: (Figura 3.15)

a) Limpeza do tubo circular para tirar a graxa que o protege da corrosão, mas impede a aderência do graute nas paredes do tubo; divisão dos tubos de 2 metros em duas partes, de

1,20 m e 0,80 m. A parte do tubo com comprimento de 0,80 m representa a parte ancorada ou de recepção;

b) A barra de aço com comprimento de 2,30 m é inserida no tubo com comprimento de 1,20 m;

c) Colocação de uma tampa com um furo central de diâmetro igual ao diâmetro da barra na parte inferior do tubo para impedir a saída do graute, e deixar a barra de aço centralizada;

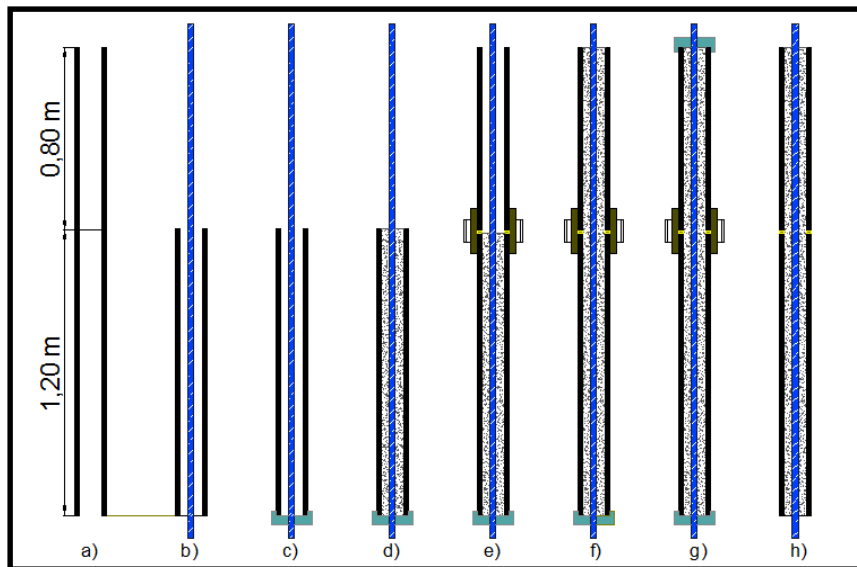


Figura 3.15 – Esquema do processo construtivo das amostras

d) Preparação do graute com traço correto, e preenchimento com graute do primeiro comprimento do tubo;

e) Colocação dos grampos para juntar as duas partes do tubo e não permitir a fuga do graute. A descontinuidade terá aproximadamente 3 mm de espessura;

f) Preenchimento do tubo restante com o graute, verificando que a barra esteja centralizada e não existam vazios no graute. Para realizar isto foi utilizado um martelo de goma;

g) Colocação da tampa superior com furo central de diâmetro igual ao diâmetro da barra para deixar a barra de aço centralizada;

h) Depois de 3 dias nesta posição foram retiradas os grampos de junta e as tampas superior e inferior; as amostras estão prontas para os ensaios, mas só serão ensaiadas com 14 dias.

Em seguida será descrito o procedimento para colocar a amostra (tubo circular com barra de aço fixa com graute) no equipamento do tubo duplo (Figura 3.16)

i) Depois de 14 dias, a amostra é colocada em posição horizontal e inserida no tubo quadrado; foi utilizada a posição horizontal por uma questão de espaço e praticidade;

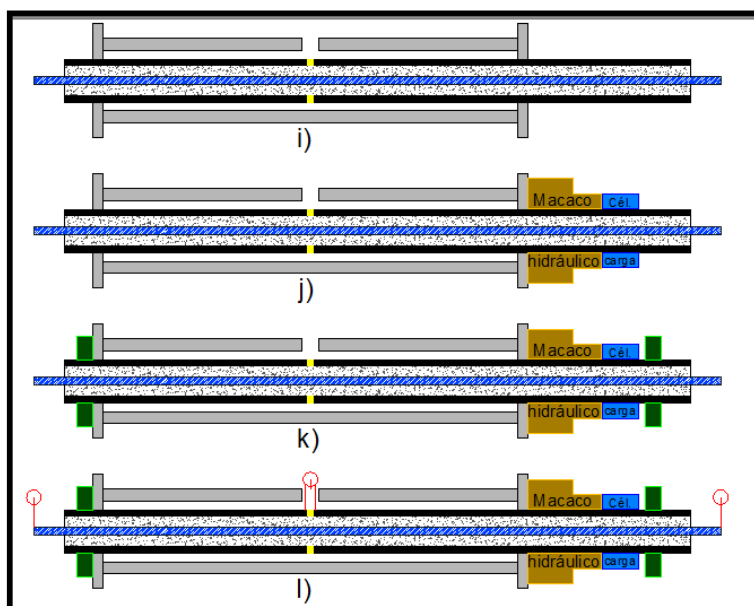


Figura 3.16 - Esquema de preparação do ensaio

j) Posicionamento do macaco hidráulico e célula de carga, em seu lugar exato para que a descontinuidade simulada fique no meio da janela de medição;

k) Solda das cunhas de reação;

l) Instrumentação com transdutores de deslocamento e conexão da célula de carga ao sistema de aquisição para a aquisição de dados em tempo real.

No ensaio do tubo duplo, o macaco hidráulico empurra a cunha fixa gerando forças que são transferidas para o tubo de aço através das paredes que transferem as forças ao graute e este à barra de aço para o outro lado da descontinuidade (outro lado do tubo).

Este lado trabalha como uma âncora, pois essa parte do tubo está ligada ao tubo quadrado e é forçada a permanecer no lugar.

Foi instalada a instrumentação em três pontos diferentes, na descontinuidade simulada e nos dois extremos. O deslocamento principal medido na junta, a instrumentação instalada nos extremos serve para verificar se houve ruptura por aderência, pois medirá o deslizamento entre a barra de aço e o tubo circular. (Figura 3.17)

Quando acontece a ruptura da ancoragem uma grande quantidade de energia é liberada resultando em um movimento muito rápido que divide as duas partes do tubo circular. Este movimento pode quebrar os transdutores de deslocamento. Para evitar isso eles foram fixados magneticamente.

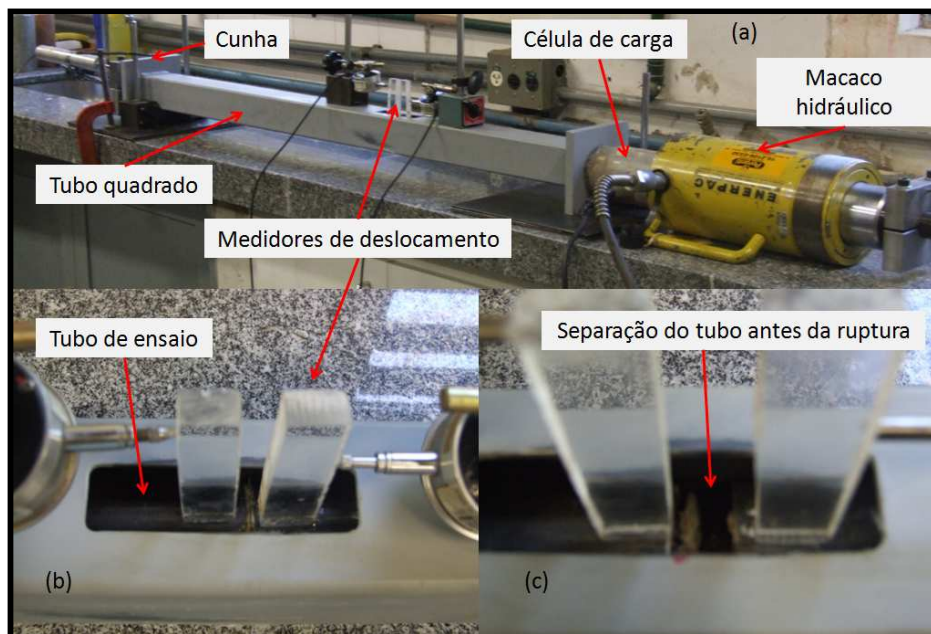


Figura 3.17 – (a) Equipamento pronto para ensaio, (b) Medidores de deslocamento principal antes do ensaio (c) Medidores de deslocamento antes da ruptura

3.3.3. Ensaio

Foram realizados 9 ensaios de arrancamento, sendo 3 para cada diâmetro, um dos quais foi executado no laboratório de estruturas da EESC-USP, com um equipamento de prensa pseudo controlada conhecido como Máquina universal Instron, segundo a configuração básica mostrada na Figura 3.1 com os tubos de aço circular e apresentando valores similares aos obtidos no equipamento do tubo duplo, mostrando ruptura na descontinuidade simulada.

Durante os ensaios a aquisição de dados foi realizada em tempo real a cada segundo, como mostra a Figura 3.18.

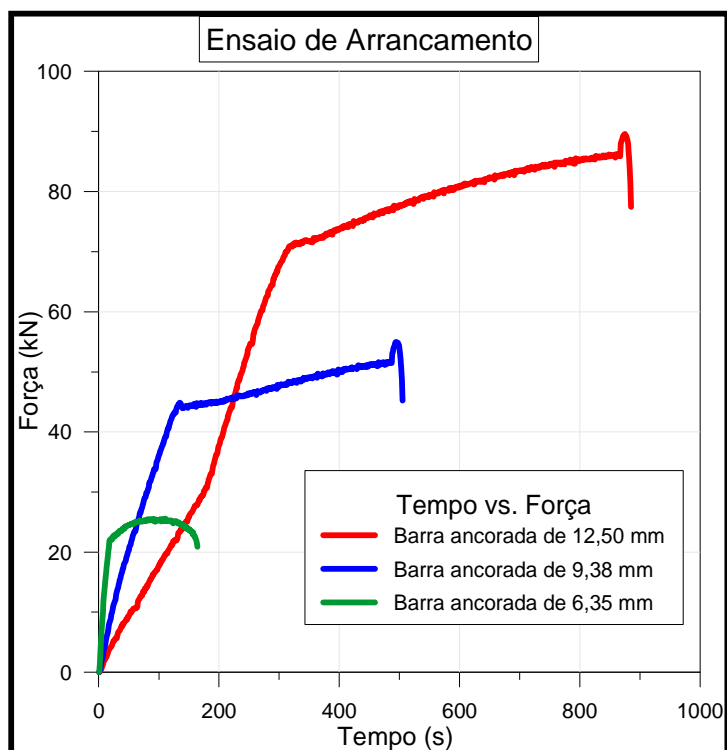


Figura 3.18 – Diagrama Força-Tempo de ensaio de arrancamento.

A Figura 3.19 mostra as curvas força-deslocamento do ensaio com barras de 12,50 mm de diâmetro. Os ensaios 01 e 02 foram realizados no equipamento do tubo duplo e o ensaio 07

realizado no equipamento universal Instron do departamento de estruturas da EESC-USP que serve de comparação e padrão dos ensaios.

O ensaio mostra curvas similares entre os ensaios 01, 02 e 07. A curva 07 está abaixo das curvas 01 e 02 no trecho plástico. No trecho elástico, a rigidez da curva 07 é maior. O comportamento, entretanto é semelhante e com valores aproximados. Depois dos ensaios os tubos de aço foram inspecionados e verificou-se que a barra de aço da ancoragem alcançou a ruptura na descontinuidade simulada, e ambos os lados estavam completamente grauteados, sem presença de bolhas de ar. O graute apresentava boa compacidade.

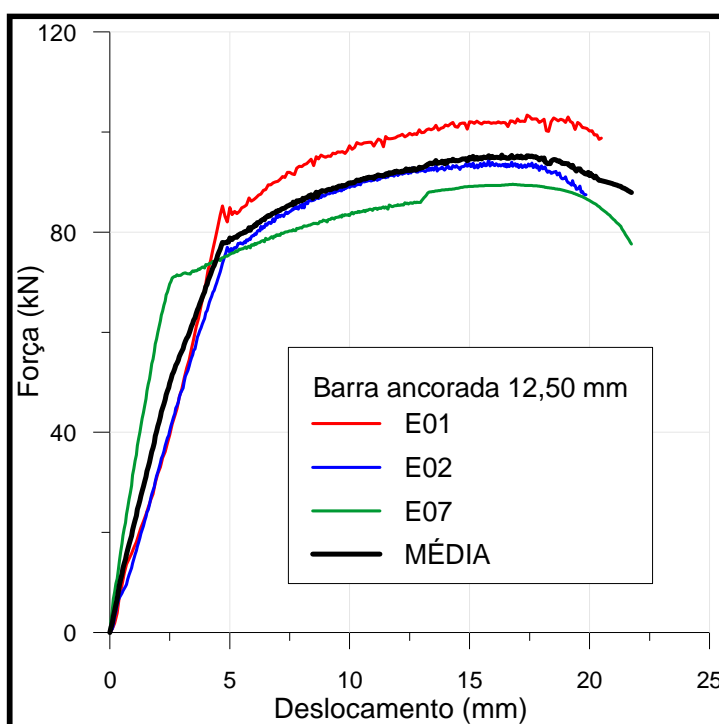


Figura 3.19 – Ensaio de arrancamento em barras de 12,50 mm de diâmetro

Na Figura 3.20 são mostradas as curvas força - deslocamento do ensaio com barras de 9,38 mm de diâmetro. Os ensaios 03 e 04 foram realizados no equipamento do tubo duplo e o ensaio 08 realizado no equipamento universal Instron do departamento de estruturas da EESC-USP que serve de comparação e padrão de nossos ensaios. O ensaio 04 foi descartado por problemas na aquisição de dados.

O ensaio mostra curvas similares entre os ensaios 03, e 08. A curva de cor preta representa os valores médios dos ensaios. Depois dos ensaios os tubos de aço foram inspecionados e verificou-se que a barra de aço da ancoragem estava completamente grauteada sem presença de bolhas de ar, e o graute apresentava boa compacidade.

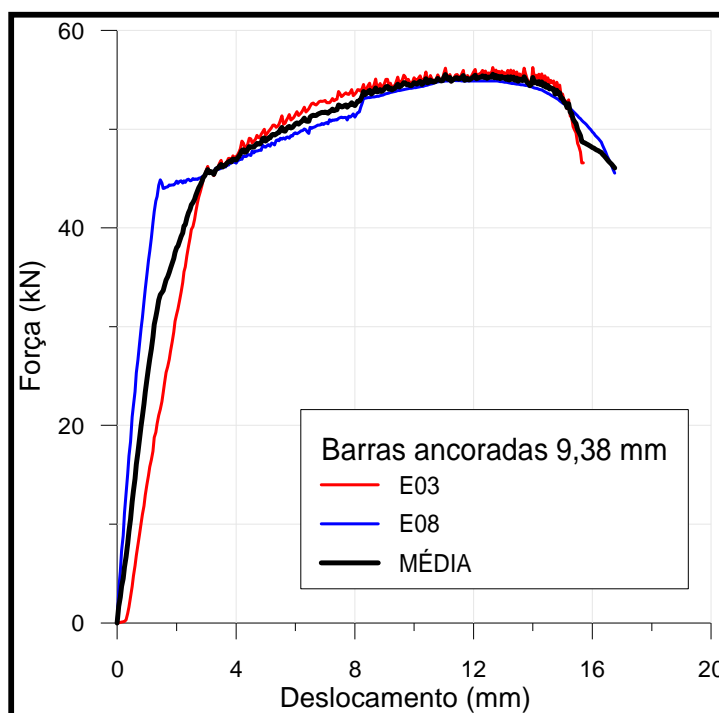


Figura 3.20 - Ensaio de arrancamento em barras de 9,38 mm de diâmetro

A Figura 3.21 mostra as curvas força - deslocamento do ensaio com barras de 6,35 mm de diâmetro. Os ensaios 05 e 06 foram realizados no equipamento do tubo duplo e o ensaio 09 realizado no equipamento universal Instron do departamento de estruturas da EESC-USP que serve de comparação e padrão de nossos ensaios.

O ensaio mostra curvas similares entre os ensaios 05, 06 e 09. Outra vez, a curva 09 (ensaio na máquina Instron) apresenta valores inferiores aos das curvas 05 e 06 no trecho plástico, mas mostra um comportamento semelhante e com valores aproximados. Depois dos ensaios os tubos de aço foram inspecionados e verificou-se que a barra de aço da ancoragem

estava completamente grauteada sem presença de bolhas de ar, e o graute apresentava boa compacidade.

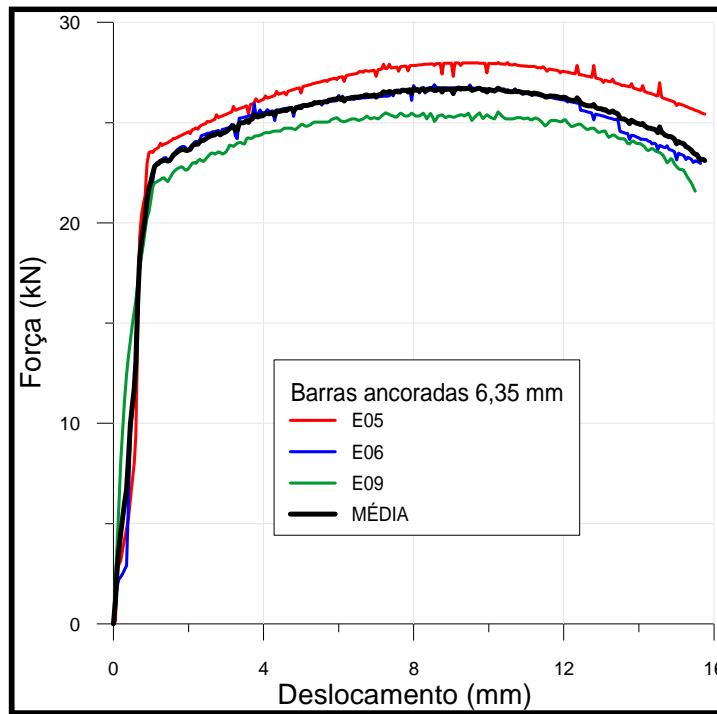


Figura 3.21 - Ensaio de arrancamento em barras de 6,35 mm de diâmetro

O deslocamento ocorrido entre a barra e o graute é medido nos extremos, como mostrado na Figura 3.17. Segundo as teorias de aderência quando o deslocamento medido é menor que 2 mm considera-se que não houve escorregamento ou falha por aderência. A Figura 3.22 mostra as curvas de deslocamento ocorrido entre a barra e o tubo interno.

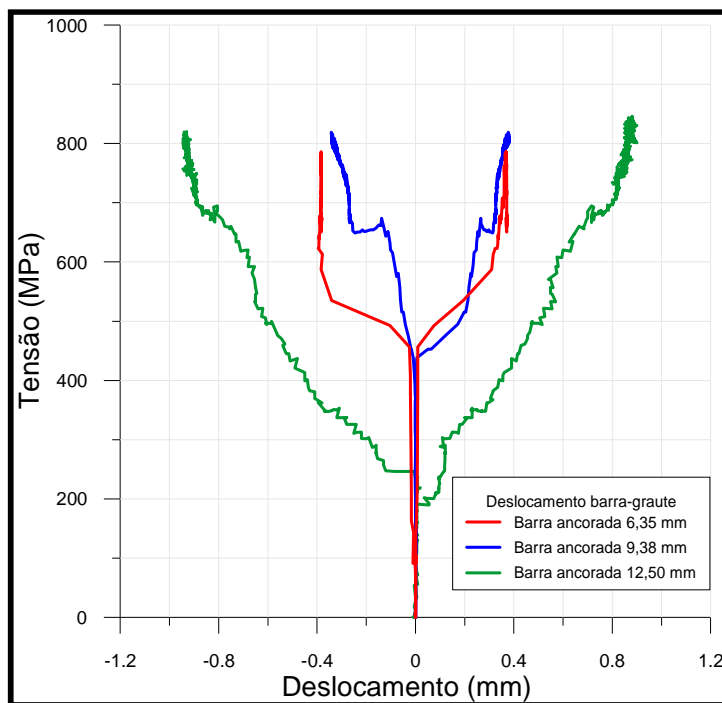


Figura 3.22 – Deslocamento barra-tubo interno

A ruptura por aderência ou escorregamento ocorre quando o comprimento ancorado ou de recepção é menor que o comprimento mínimo ou comprimento base que pode ser calculado tendo como fundamento as propriedades do graute e do aço utilizados, como 30 vezes o diâmetro da barra (Giongo, 2006). Em todas as ancoragens ensaiadas a ruptura se deu na barra, não se observando falha por aderência ou escorregamento.

3.4. Ensaio de cisalhamento

Os ensaios consistem na aplicação de uma força cisalhante crescente numa junta reforçada com ancoragem e a medição dos deslocamentos produzidos pela força até a ruptura, avaliando o mecanismo de cisalhamento quanto a ancoragem e na interface desta com o graute e a rocha.

Para entender o comportamento das barras de reforço, levou-se a cabo uma serie de ensaios com diversas modificações de diâmetro de barra e posicionamentos nos blocos.

3.4.1. Equipamento

Os ensaios de cisalhamento em juntas reforçadas foram realizados com o equipamento desenvolvido por Barreto (2002) no Laboratório de Mecânica das Rochas da Escola de Engenharia de São Carlos-USP baseado em equipamento da Universidade de Luleå na Suécia. (Figura 3.23)

A máquina simula os equipamentos convencionais para ensaios de resistência ao cisalhamento, com aplicação em amostras de menores dimensões e foi projetada para absorver forças originadas por um macaco hidráulico de até 250 kN.

O equipamento é composto basicamente por três elementos, a mesa de apoio, a caixa inferior e a caixa superior ambas para conter os blocos a ensaiar.

A mesa de apoio construída com perfis de aço foi projetada para suportar o peso das amostras. Como a mesa é estática e não sofre movimentações a instrumentação é fixada nela. A mesa de apoio tem um suporte onde são colocados o macaco hidráulico e a célula de carga. Este apoio foi projetado para que a aplicação da força cisalhante coincida com o eixo da descontinuidade.

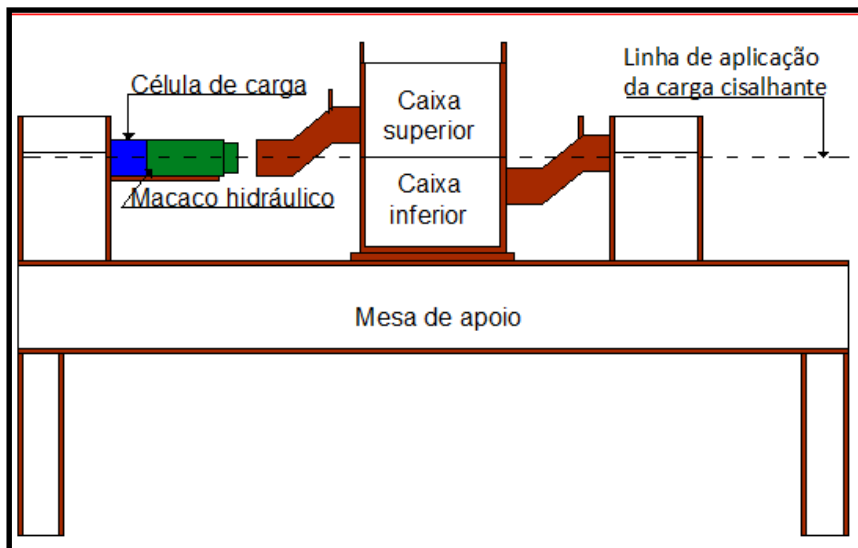


Figura 3.23 – Esquema de equipamento para ensaio de cisalhamento (Barreto, 2002)

As caixas superior e inferior foram construídas por chapas de aço de 3 cm de espessura com dimensões internas de 40 cm de aresta, 24 cm de altura, e 25 cm de largura e servem para conter blocos de concreto que formam a junta reforçada com barras de aço. As duas caixas têm ganchos para facilitar o manuseio das amostras.

A caixa superior foi feita sem fundo, com duas chapas de aço com largura de 8 cm de reforço na parte superior para evitar deformações durante a ascensão das amostras (Figura 3.24(a)). A caixa inferior é fechada na base com uma chapa de aço como mostrada na Figura 3.24(b).

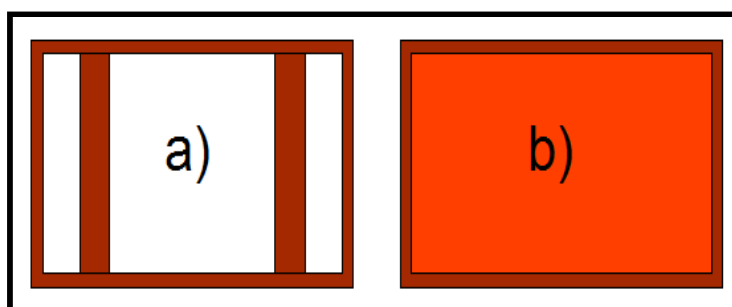


Figura 3.24- a) Caixa superior vazada b) caixa inferior com base fechada

O dispositivo de transferência de força utilizado foi um macaco hidráulico com capacidade de 300kN. Para medir a força foi utilizada uma célula de carga vazada com capacidade de 300 kN localizada entre o macaco hidráulico e o suporte da mesa de apoio.

3.4.2. Procedimento

Os ensaios foram realizados em blocos de concreto moldados fora das caixas. Para a construção das fôrmas cúbicas no LAMEM/SET/EESC/USP foi utilizada madeira compensada plastificada de 20 mm de espessura. As fôrmas foram montadas com parafusos e porcas para facilitar a desforma e reaproveitar o material. As formas foram construídas em menor tamanho para poder inserir as amostras de concreto com facilidade nas caixas de aço. (Figura 3.25)

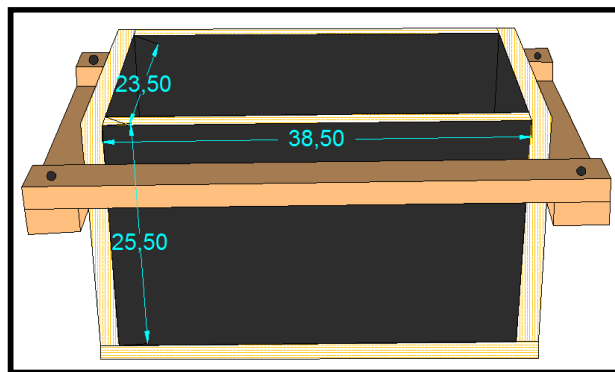


Figura 3.25 - Forma de madeira

O traço de concreto utilizado foi de água: cimento: areia, com uma relação de 0,4:1:2, respectivamente. Os materiais estavam disponíveis no Laboratório de Mecânica das Rochas e estocados adequadamente. Os modelos foram concretados em grupos de 6 e foram moldados corpos-de-prova para ensaio de resistência à compressão. Os blocos foram moldados por separados para obter uma junta macroscopicamente lisa

As características mecânicas do concreto são:

- Resistência à compressão média = 46 MPa
- Ângulo de atrito na junta (Φ_i) = 35°
- Coesão da junta = 0.
- Módulo de Elasticidade = 27 GPa

Depois da concretagem foi realizado o acabamento da superfície concretada com o auxílio de uma desempenadeira para se obter a superfície mais lisa possível.

Logo após a retirada dos moldes, os modelos foram perfuradas com furos de diâmetro 50,80 mm de acordo com a configuração do ensaio. Após a perfuração os blocos foram colocados um sobre o outro (Figura 3.26) para proceder à colocação da barra de aço e do graute. Utilizaram-se barras de aço de 12,50 mm e 6,35 mm de diâmetro, com comprimento ancorado de 0,23 m. O graute utilizado foi o mesmo descrito anteriormente.

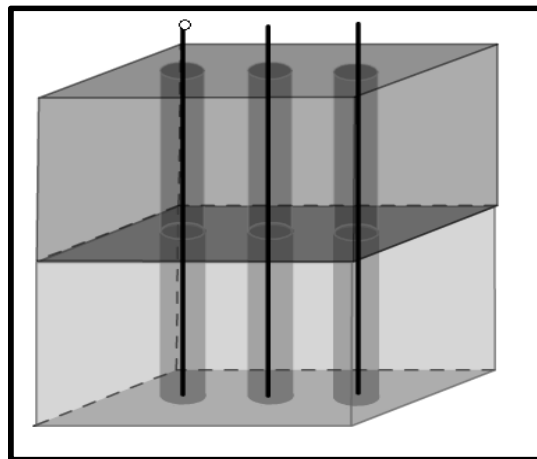


Figura 3.26 – Disposição das amostras para o ensaio de cisalhamento

Após 14 dias de realizado o grauteamento os modelos estavam prontos para a realização do ensaio. Os corpos-de-prova foram inseridos nas caixas de aço, primeiramente na caixa inferior, posteriormente com a ajuda de um guincho hidráulico a caixa superior foi levantada e colocada na posição final.

O espaço existente entre os corpos de prova e a caixa de aço foi preenchido com graute de menor resistência para evitar a movimentação dos corpos de prova dentro da caixa. Após a secagem do graute o ensaio estava pronto para ser iniciado.

As caixas de aço prontas para o ensaio foram colocadas com ajuda do guincho hidráulico acima da mesa de apoio. Depois da colocação das caixas na posição final, foi colocada a instrumentação, que consistia em medidores de deslocamento horizontal e vertical, a célula de carga além do macaco hidráulico. A Figura 3.27 mostra o equipamento pronto para o ensaio.



Figura 3.27 - Equipamento para ensaio de cisalhamento

3.4.3. Ensaio

Neste item são apresentados os resultados obtidos nos ensaios. Para cada ensaio foi determinada a curva força - deslocamento horizontal. Foram realizados 15 ensaios de cisalhamento, sendo 3 para cada configuração.

A primeira configuração ensaiada foi de duas barras de 12,50 mm de diâmetro instaladas perpendicularmente à descontinuidade, como mostrado na Figura 3.28.

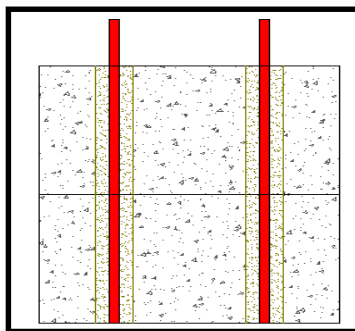


Figura 3.28 – Esquema de ensaio com 02 barras de 12,50 mm.

As curvas força-deslocamento dos ensaios 01, 02 e 03 estão mostradas na Figura 3.29.

Como esta configuração de ensaio foi a primeira a ser ensaiada não foi realizado o preenchimento do espaço entre o modelo e as caixas de aço. Nota-se que em todos os ensaios ocorreu um deslocamento brusco ao se atingir um valor de força pouco superior a 20 kN. Isto foi devido à movimentação relativa entre blocos e caixas. Daí em diante os deslocamentos medidos não são mais afetados pela folga indesejada.

O ensaio mostra curvas similares entre os ensaios 01, 02 e 03. A semelhança do início da curva, vai diminuindo com o aumento do deslocamento.

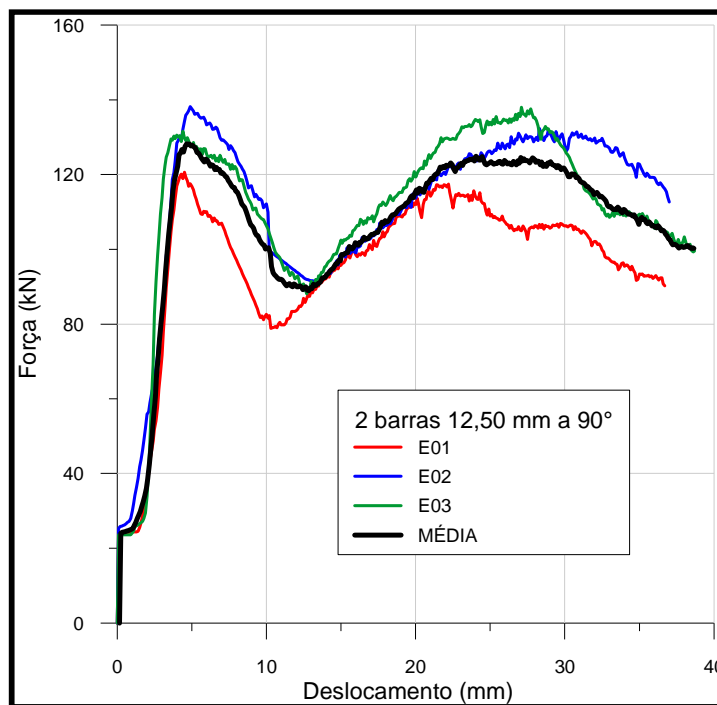


Figura 3.29 – Resultados de 02 barras de 12,50 mm perpendiculares à junta.

A curva de cor preta representa os valores médios dos ensaios. Depois dos ensaios os modelos foram inspecionados e verificou-se que as barras de aço da ancoragem tinham sido arrancadas, isto é, aconteceu ruptura por aderência, já que o comprimento ancorado era menor que o comprimento mínimo requerido.

O segundo tipo de ensaios realizado foi com 03 barras de 12,50 mm instaladas verticalmente à descontinuidade. Neste tipo de ensaio foi preenchido o espaçamento entre os modelos e as caixas de aço, para evitar as movimentações dentro das caixas de aço. Como resultado não houve deslocamento relativo caixa-bloco. A configuração do ensaio está mostrada na Figura 3.30.

As curvas força-deslocamento dos ensaios 04, 05 e 06 estão mostradas na Figura 3.31. A curva de cor preta representa os valores médios dos ensaios. Depois dos ensaios modelos foram inspecionados e verificou-se que a barra de aço da ancoragem tinha sido arrancada, isto

é aconteceu ruptura por aderência, já que o comprimento ancorado era menor que o comprimento mínimo requerido.

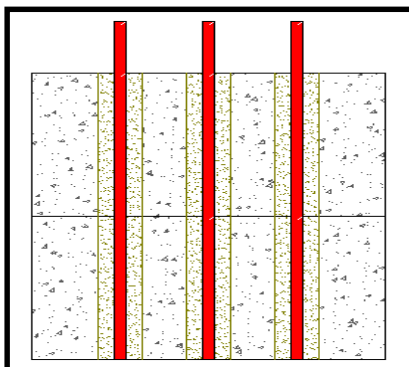


Figura 3.30 - Esquema de ensaio com 03 barras de 12,50 mm.

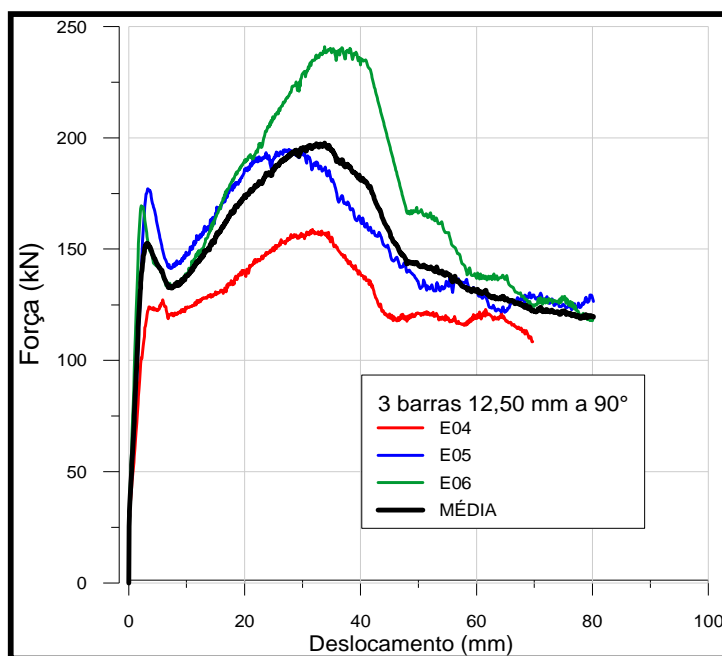


Figura 3.31 – Resultados de 03 barras de 12,50 mm. perpendiculares à junta

O ensaio 06 alcançou uma resistência muito alta, mas o aspecto das curvas é similar aos três ensaios. O deslocamento final é muito similar nas três curvas.

A terceira configuração de ensaios realizados foi com 2 barras de 12,50 mm de diâmetro inclinadas 60° com respeito à descontinuidade. As barras de aço tinham diferentes comprimentos ancorados, 13 cm e 28 cm. A Figura 3.32 mostra a configuração do ensaio e o sentido da aplicação da força. Neste tipo de ensaio foi preenchido o espaçamento entre os modelos e as caixas de aço.

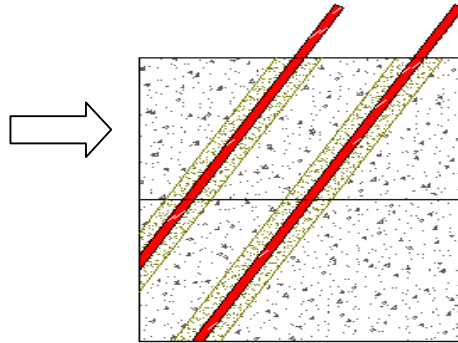


Figura 3.32 - Esquema de ensaio com 2 barras inclinadas de 12,50 mm.

As curvas força-deslocamento dos ensaios 07 e 08 estão mostradas na Figura 3.33. No ensaio 09 houve problemas na aquisição de dados e foi descartado.

A curva de cor preta representa os valores médios dos ensaios. Depois dos ensaios os modelos foram inspecionados e verificou-se que as barras de aço da ancoragem tinham sofrido arrancamento ou ruptura por aderência.

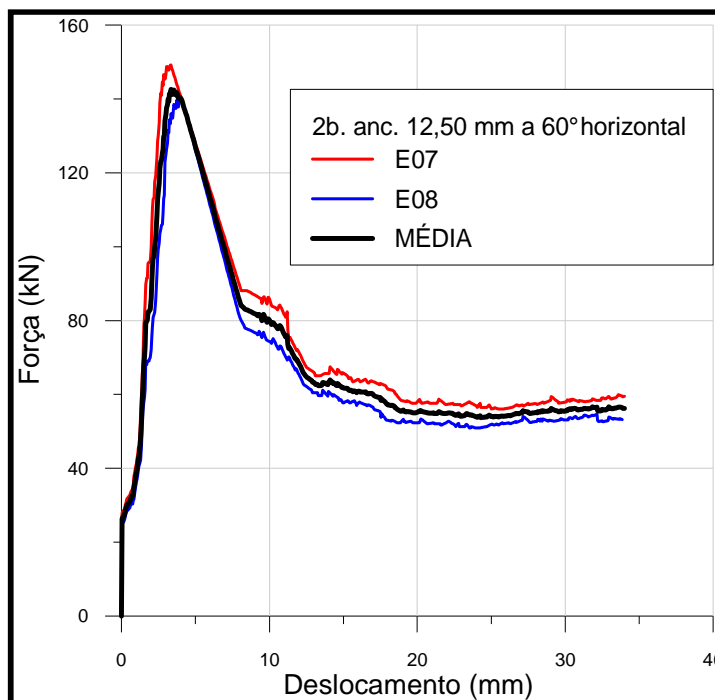


Figura 3.33 – Resultado para 02 barras inclinadas de 12,50 mm.

A quarta configuração de ensaios realizada foi com 2 barras verticais de 6,35 mm de diâmetro. Neste tipo de ensaio foi preenchido o espaçamento entre os blocos e as caixas de aço,. A configuração do ensaio é mostrada na Figura 3.34.

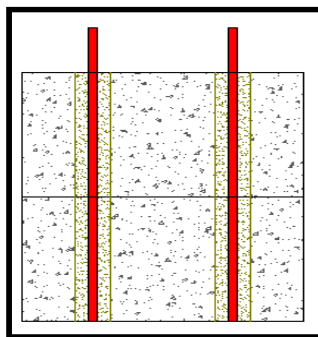


Figura 3.34 - Esquema de ensaio com 2 barras de 6,35 mm.

As curvas força-deslocamento dos ensaios 10, 11 e 12 estão mostradas na

Figura 3.35. A curva de cor preta representa os valores médios dos ensaios. Depois dos ensaios os modelos foram inspecionados e verificou-se que as duas barras de aço da ancoragem tinham sofrido ruptura por tração. O ângulo de ruptura das barras foi aproximadamente 50° com a horizontal.

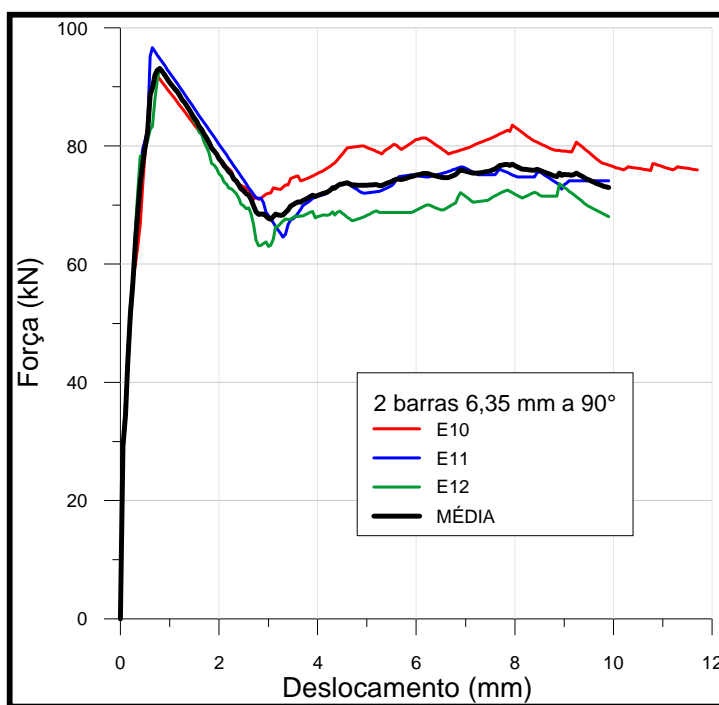


Figura 3.35 – Resultados para 02 barras perpendiculares à junta de 6,35 mm.

A quinta configuração de ensaios realizada foi com 03 barras verticais de 6,35 mm de diâmetro. Neste tipo de ensaio foi preenchido o espaçamento entre os modelos e as caixas de aço. A configuração do ensaio é mostrada na Figura 3.36

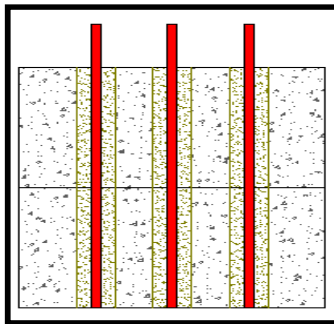


Figura 3.36 - Esquema de ensaio com 03 barras de 6,35 mm.

As curvas força-deslocamento dos ensaios 13, 14 e 15 estão mostradas na Figura 3.37. A curva de cor preta representa os valores médios dos ensaios. Depois dos ensaios os modelos foram inspecionados e verificou-se que as duas barras de aço da ancoragem tinham sofrido ruptura por tração. O ângulo de ruptura das barras foi aproximadamente 60° com a horizontal

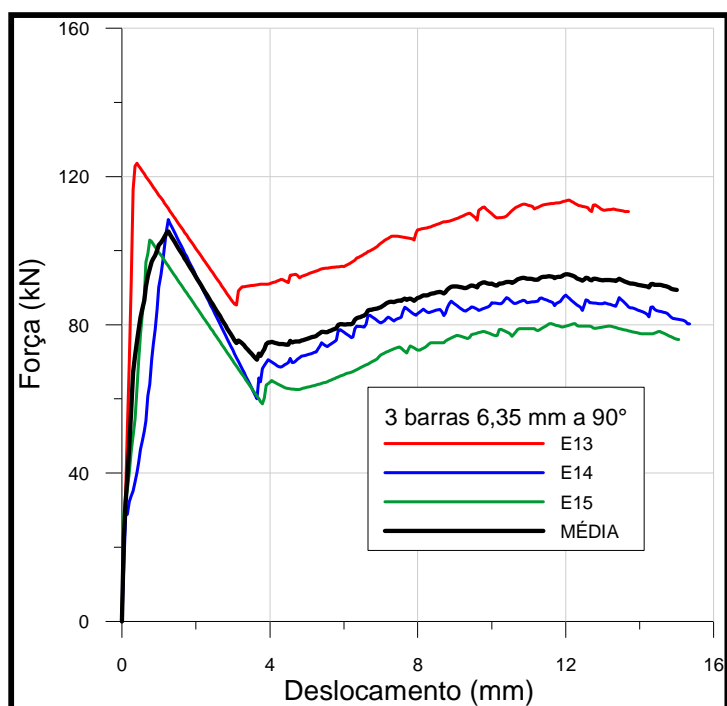


Figura 3.37 – Resultados para 03 barras de 6,35 mm perpendiculares à junta.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo apresenta os resultados obtidos dos ensaios de arrancamento em tubo duplo e de cisalhamento de juntas reforçadas com barras de aço.

Os ensaios mostraram a força necessária para produzir o arrancamento das barras e o cisalhamento de juntas reforçadas com barras ancoradas, assim como os deslocamentos produzidos. Também são mostrados os ensaios em que houve ruptura por aderência na interface barra - graute.

4.1. Ensaios de arrancamento em tubo duplo

Em ensaios realizados por Satola (2007) em diferentes tipos de cabos de aço e barras ancoradas com graute e resina, os resultados mostraram que as forças de ruína das ancoragens corresponderam aproximadamente à resistência à tração do material utilizado, sendo um pouco maior. Satola também diz que o comprimento inicial da descontinuidade não apresenta maior influência nos resultados.

Os ensaios de arrancamento em tubo duplo foram executados com três diâmetros de barras diferentes como foi mostrado no capítulo anterior.

Durante a realização dos ensaios de arrancamento observou-se a ruptura do graute ao redor da barra na descontinuidade simulada durante a aplicação da força. À medida que a

força aumentava o graute adjacente à junta era progressivamente danificado e, como consequência, o comprimento da descontinuidade aumentava.

O comprimento mínimo ancorado pode ser estimado preliminarmente como sendo maior que 30 vezes o diâmetro da barra para que a ruína não se dê por deslizamento entre a barra e o graute (Giongo, 2006). As barras utilizadas foram de 6,35mm, 9,38 mm e 12,50 mm de diâmetro. Os comprimentos mínimos de ancoragem são de 190 mm, 280 mm e 380 mm respectivamente. Os ensaios foram realizados com comprimento ancorado de 800 mm.

Todas as barras ancoradas ensaiadas alcançaram a ruptura por tração, e não aconteceu ruína por aderência ou escorregamento. Os ensaios apresentaram este comportamento porque o comprimento ancorado para os três diâmetros diferentes era maior que o comprimento mínimo ancorado. O deslocamento entre a barra e o tubo foi medido durante o ensaio segundo o item 3.3.2. Este deslocamento foi menor do que 2 mm em todos os ensaios.

Depois dos ensaios, os tubos de aço foram inspecionados e verificou-se que a barra da ancoragem manteve-se em contato com o graute sem presença de bolhas de ar e o graute apresentava boa compacidade.

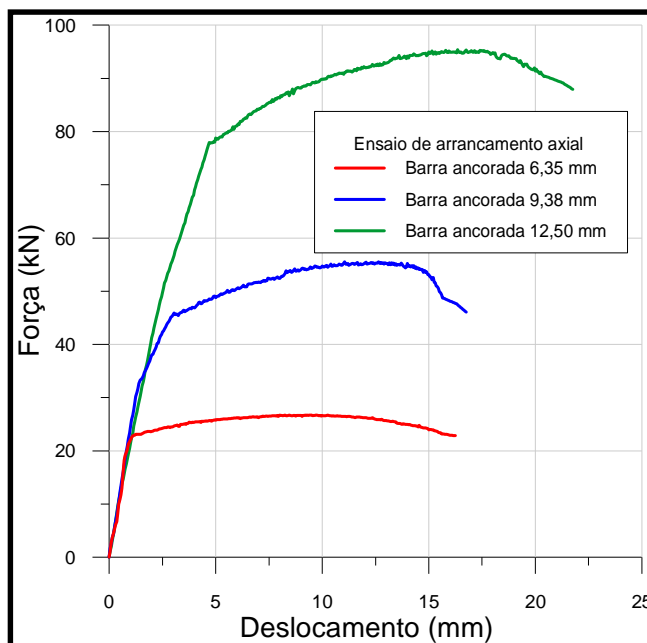


Figura 4.1 – Curvas força-deslocamento das ancoragens

A Figura 4.1 mostra as curvas força-deslocamento média dos ensaios realizados nos três tipos de barras estudadas. Os formatos das curvas força-deslocamento dos ensaios de arrancamento em tubo duplo realizados nesta pesquisa são similares aos encontradas nos ensaios realizados por Satola (2007).

O deslocamento das barras ancoradas é medido nos dois lados da descontinuidade como descrito no item 3.3.2. A Figura 4.2(a) mostra esquematicamente o detalhe da descontinuidade simulada antes de iniciar o carregamento; a Figura 4.2(b) apresenta as primeiras fissuras no graute ao iniciar o carregamento, deixando um comprimento livre, l_0 , que permite a deformação da barra. Com o incremento de força o comprimento livre varia à medida que o graute é fissurado (Figura 4.2(c)). As barras de maior diâmetro danificam uma região maior de graute. Consequentemente, o comprimento livre é maior quando o diâmetro da barra ancorada é maior.

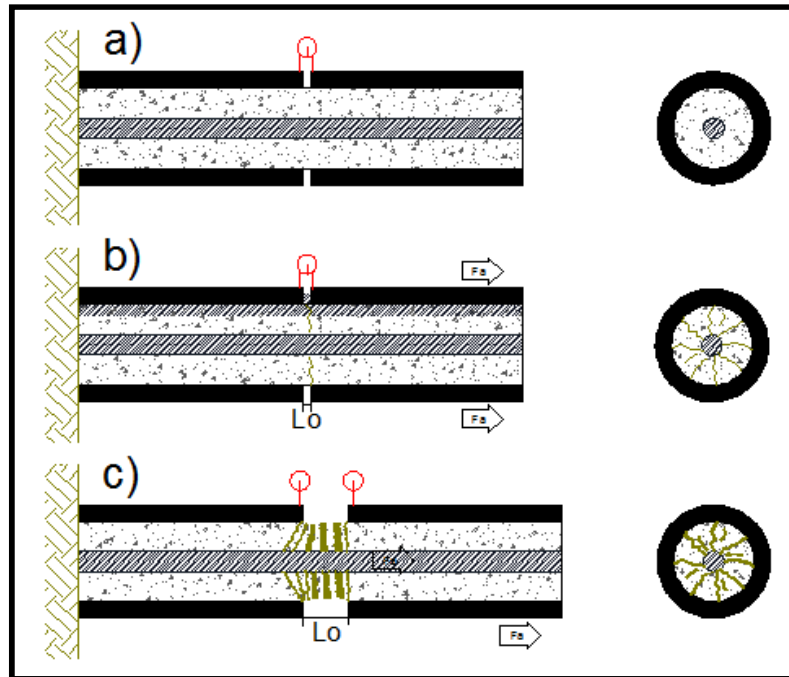


Figura 4.2 – Dano progressivo do graute ao aumentar a força aplicada

Li e Stillborg (1999) mostraram que o início da quebra do graute na descontinuidade leva a um incremento da abertura da descontinuidade. A Figura 4.3 mostra o comportamento axial da barra e da tensão de aderência barra-graute. Embora o deslocamento medido seja decorrente de deformações no trecho livre da barra e do conjunto barra-graute-furo no trecho de graute íntegro, pode-se interpretar os resultados de deslocamentos como decorrentes das deformações apenas em um trecho hipotético de barra, completamente livre da ação de cisalhamento do graute. Este conceito simplifica a interpretação sem comprometer sua utilização.

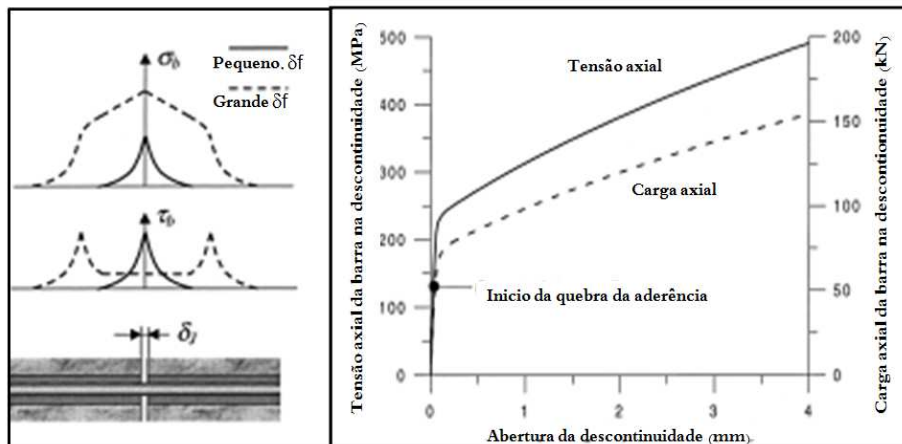


Figura 4.3 – Comportamento tensões-abertura da descontinuidade (Li e Stillborg (1999))

A Figura 4.4 apresenta as curvas tensão-deslocamento dos ensaios de arrancamento. Também são mostrados pontos característicos que permitem diferenciar comportamentos bilineares, as tensões máximas e de ruptura, assim como os deslocamentos correspondentes a estas condições em cada uma das curvas. As curvas apresentadas são as médias de cada tipo de barra. Todas as ancoragens ensaiadas romperam na região da descontinuidade simulada. Este gráfico mostra o comportamento das barras ancoradas de diferentes diâmetros e permite realizar uma estimativa do comprimento livre hipotético através do ensaio.

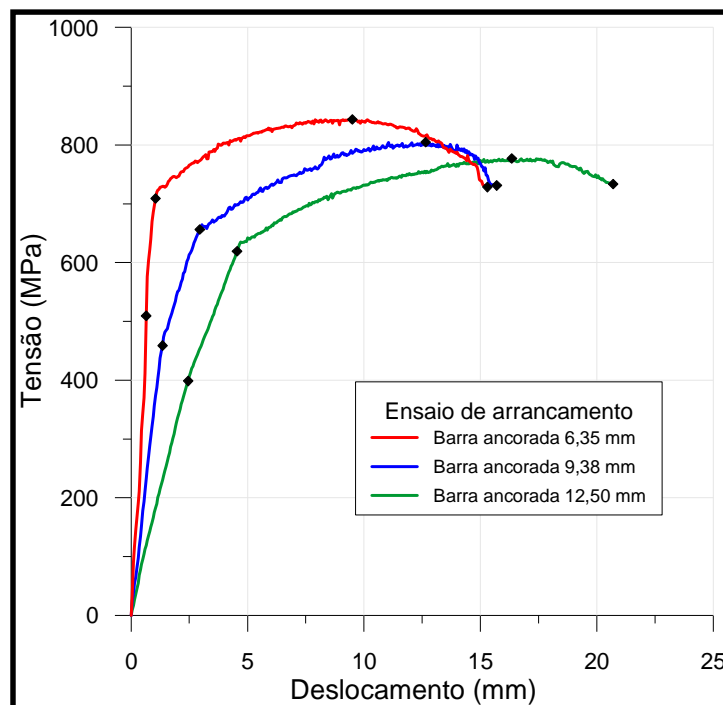


Figura 4.4 - Diagrama Tensão- Deslocamento das ancoragens

A Tabela 4.1 apresenta os valores característicos das curvas da Figura 4.4. Para melhorar a visualização das tendências dos resultados, desenhou-se um gráfico de barras mostrando cada um dos pontos característicos. Cada ponto característico é representado por uma barra escalada apropriadamente. A Figura 4.5 mostra os valores dos pontos característicos para cada diâmetro de barra ancorada nos ensaios apresentados no item 3.3.3.

Tabela 4.1- Valores característicos dos ensaios de arrancamento

Diâmetro (mm)	Fase elástica				Máxima		Ruptura	
	Tensão (MPa)	Desloc. (mm)	Tensão (MPa)	Desloc. (mm)	Tensão (MPa)	Desloc. (mm)	Tensão (MPa)	Desloc. (mm)
6,35	509,59	0,66	709,26	1,05	843,42	9,51	728,45	15,75
9,38	459,04	1,35	656,28	2,94	804,77	12,66	730,93	15,96
12,50	398,71	2,46	619,33	4,56	777,1	16,35	733,75	20,70

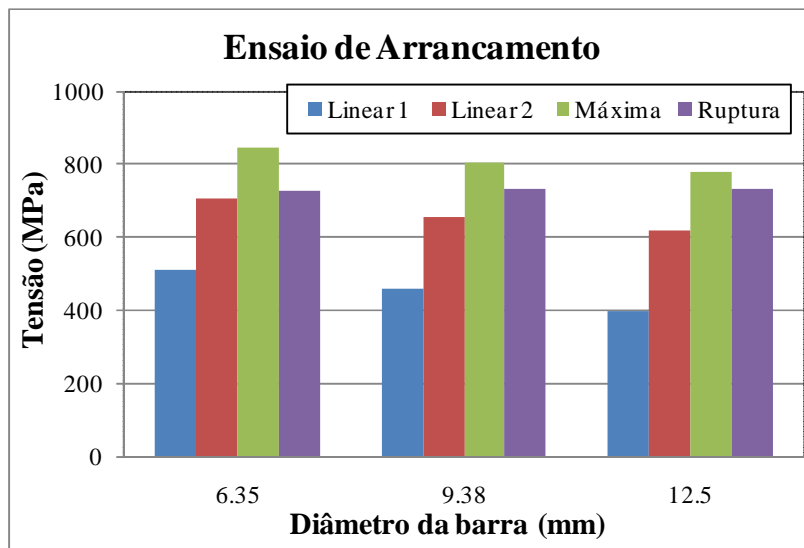


Figura 4.5 – Valores representativos dos ensaios de arrancamento

A Figura 4.5 mostra que os três primeiros valores característicos, fases lineares e valor máximo, são maiores para as barras de 6,35 mm e diminuem para as barras de 9,38 mm e 12,35 mm, já as tensões na ruptura alcançam praticamente o mesmo valor. Este comportamento condiz com os ensaios de tração sobre a barra livre.

As curvas mostradas apresentam dois trechos lineares sugerindo que o comprimento livre sofre mudanças devido à quebra do graute na região da descontinuidade. O final do segundo trecho linear corresponde à resistência de escoamento. No trecho não linear ocorre um dano progressivo do graute aumentando a não linearidade, até atingir a ruptura por tração das barras ancoradas.

Durante o ensaio a força é aplicada ao conjunto (tubo-barra-graute), produzindo os deslocamentos medidos. A Figura 4.6a mostra o detalhe do comprimento ancorado antes da aplicação das forças. A Figura 4.6b mostra o deslocamento produzido no conjunto barra-graute-tubo; a função da aderência é justamente fazer que estes elementos trabalhem solidariamente, mas, como a resistência a tração da barra é maior que a do graute, produz-se

um dano progressivo no graute ao redor da barra. A Figura 4.6c apresenta o comprimento livre hipotético de uma barra ancorada a tração.

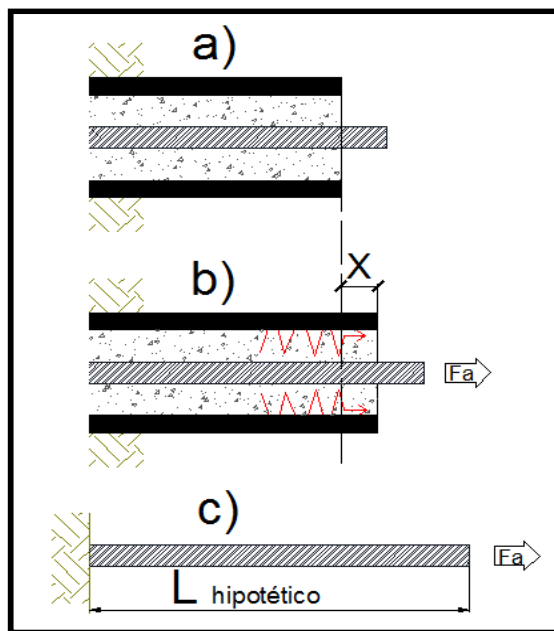


Figura 4.6 – Comprimento livre hipotético

Foi realizado o cálculo do comprimento livre hipotético com os deslocamentos produzidos para cada incremento de força, utilizando o módulo de elasticidade da barra de aço calculada no item 3.1.2 seguindo as equações seguintes:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_S} \quad (\text{eq. 4.1})$$

$$\varepsilon = \frac{\delta L}{L_0} \quad (\text{eq. 3.2})$$

Igualando e isolando L_0 :

$$\frac{\sigma}{E_S} = \frac{\delta L}{L_0}$$

$$L_0 = \frac{\delta L \cdot E_S}{\sigma} \quad (\text{eq. 4.2})$$

Onde:

L_0 = Comprimento livre hipotético;

E_S = Módulo de elasticidade calculado no item 3.1.2;

σ = Tensão registrada para cada deslocamento;

δL = Deslocamento registrado na descontinuidade

ε = Deformação

Na Figura 4.7 são apresentadas as curvas tensão-deslocamento e tensão-comprimento livre hipotético para os valores médios dos ensaios de arrancamento em tubo duplo. Na curva tensão-comprimento hipotético é apresentado um comprimento livre hipotético de barra necessária para produzir os deslocamentos da barra ancorada no trecho linear.

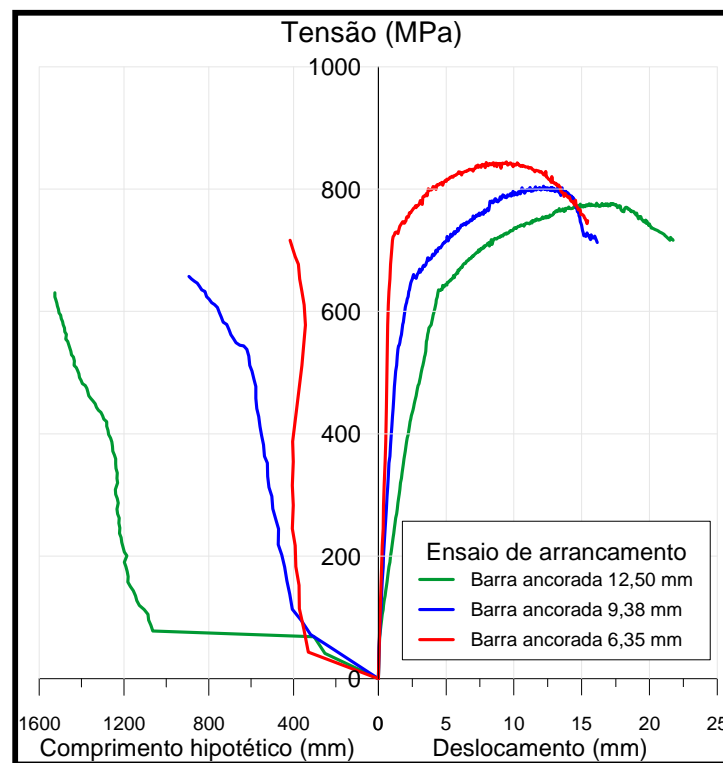


Figura 4.7 – Variação do comprimento ancorado no trecho linear

Os resultados de comprimento livre hipotético são superiores ao comprimento da barra porque existe uma componente de deslocamento de corpo rígido, já que as extremidades da barra e do tubo não estão vinculadas.

A Tabela 4.2 mostra um resumo dos resultados características dos ensaios apresentados no item 3.3.3.

Tabela 4.2 - Resumo dos resultados do ensaio de arrancamento

Barra	Diâmetro (mm)	12,50	9,38	6,35
	Área (mm ²)	122,72	69,03	31,67
	Resistência _y laboratório (MPa)	583	623	636
	Módulo Elasticidade _{laboratório} (GPa)	207	258	282
Graute	Área anelar (mm ²)	889,51	943,20	980,56
	Resistência compressão (MPa)	42	42	42
	Resistência tração (MPa)	1,90	1,90	1,90
	Módulo Elasticidade (GPa)	23	23	23
Barra ancorada	Relação de diâmetros Tubo/barra	2,87	3,83	5,65
	Força máxima. (kN)	95,36	55,55	26,73
	Tensão máxima (MPa)	777,10	804,77	843,42
	Tensão ruptura (MPa)	733,75	730,93	728,45
Variação de área barra (%)		-	56	25
Variação de área graute (%)		-	106	110
Variação de força máxima (%)		-	58	28
Variação de tensão de máxima (%)		-	104	109
Variação de tensão de ruptura (%)		-	99	99

4.2. Ensaio de cisalhamento em juntas lisas reforçadas

Este item apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento em juntas lisas reforçadas realizados nesta pesquisa, assim como alguns resultados típicos encontrados na literatura para

auxiliar no entendimento das análises realizadas. Os ensaios foram realizados em blocos de concreto, simulando uma descontinuidade lisa.

Grasselli (2004) realizou ensaios de cisalhamento em juntas reforçadas em barras de aço e barras Swellex e encontrou que as curvas experimentais mostram formatos similares para os dois tipos de barras. A Figura 4.8 mostra uma comparação de comportamento típico de dois diferentes tipos de reforço. As barras de aço utilizadas foram de 20 mm e o diâmetro do furo foi de 40 mm instaladas perpendicular à descontinuidade. Independentemente do tipo de barra, as curvas apresentam três diferentes partes, cada uma correspondente a uma diferente reação mecânica do reforço. A primeira parte corresponde a um comportamento linear, com deslocamentos pequenos e grandes incrementos de força. As barras de aço podem mobilizar até 75% da contribuição da resistência. Na segunda parte da curva é observado um comportamento não linear que corresponde à fluência dos materiais. Na terceira parte da curva corresponde a uma quase irrestrita deformação plástica até a ruptura.

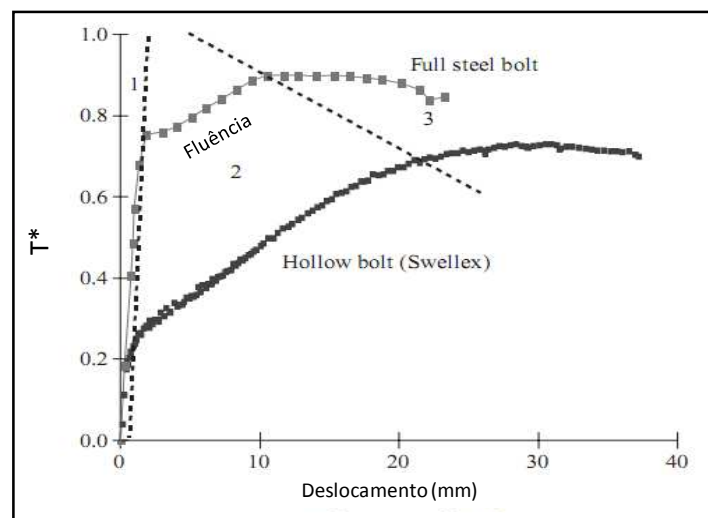


Figura 4.8 – Comportamento típico de descontinuidades reforçadas.(Grasseli, 2004)

Segundo Grasselli (2004), o mecanismo de ruptura é dependente do tipo de reforço utilizado e da inclinação das ancoragens. Para barras de aço a falha principal é causada por

tração. Cabe destacar que os ensaios realizados por Grasselli tiveram comprimento ancorado maior que o comprimento mínimo requerido.

Nesta pesquisa a Figura 4.9 mostra uma explicação do comportamento da curva típica dos ensaios realizados nesta pesquisa.

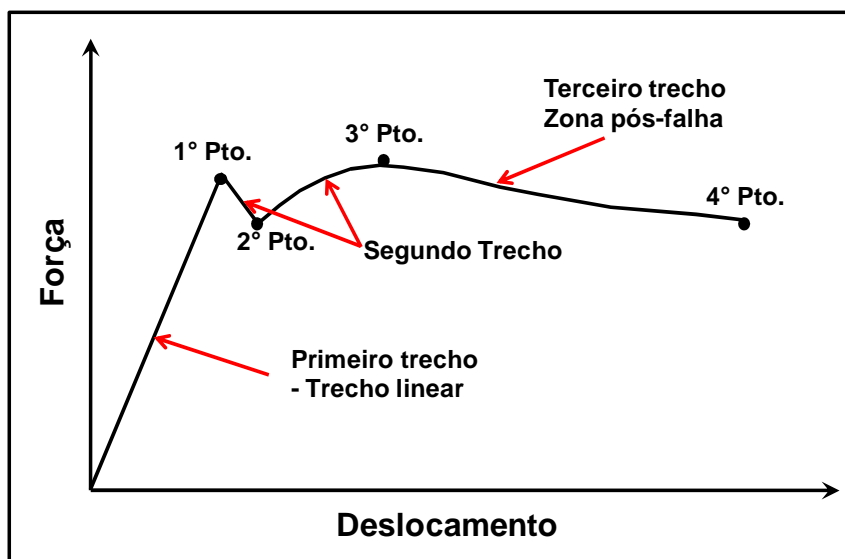


Figura 4.9 – Tendência geral do comportamento das ancoragens

A curva típica dos resultados dos ensaios é apresentada na Figura 4.9, pode ser dividida em três trechos, um trecho de comportamento linear, um segundo trecho de cisalhamento até atingir o segundo pico e um trecho de pós-falha. Depois de atingido o primeiro pico se considera comportamento não linear porque houve uma ruptura do graute, modificando assim as características do conjunto barra-graute.

O primeiro trecho corresponde ao comportamento linear, com pequenos deslocamentos e grandes incrementos de força até atingir o primeiro pico. Este comportamento pode ser descrito como rígido e deve-se, presumivelmente, devido ao comportamento do graute. Este pico pode ocorrer por fissuras de cisalhamento ao longo da interface barra-graute, ou cisalhamento no plano da descontinuidade através do espaço anelar do graute, dependendo da relação de resistência da rocha e do graute. Se a rocha é branda ou

sua resistência é similar à do graute a ruptura ocorre nesta interface porque a ligação mecânica desta interface rompe com forças de pequena intensidade (JALALIFAR, 2006).

Após atingindo o primeiro pico de resistência, tem lugar uma diminuição da força mobilizada e um acréscimo significativo do deslocamento. Isto acontece por fissuras no graute, como foi observado nos modelos após os ensaios.

O segundo pico ocorre segundo dois possíveis mecanismos. No caso de comprimento ancorado inferior ao mínimo requerido (30 diâmetros), deve-se a que a força atingiu o valor máximo de aderência entre a barra e o graute. No caso do comprimento da barra ser superior ao mínimo requerido, o pico é atingido pela superposição dos efeitos de tração e flexão na barra ancorada, levando-a escoar e depois romper.

No trecho de pós-pico são considerados dois possíveis tipos de ruptura. Quando o comprimento ancorado é inferior ao mínimo requerido, a força existente é a necessária para produzir a ruptura por aderência, isto é, uma força quase constante para arrancar as barras dos blocos de concreto. No caso de obedecer ao comprimento mínimo ancorado, a ruptura corresponde à força necessária para atingir a força de ruptura da barra.

Nesta pesquisa foram realizados 15 ensaios de cisalhamento, cada um executado em dois blocos de concreto com a descontinuidade lisa reforçada com ancoragens em diferentes configurações e dois diâmetros de barras como foi mostrado no capítulo anterior. Foram realizados 3 ensaios para cada configuração.

Durante a realização dos ensaios de cisalhamento observou-se a ruptura do graute ao redor da barra na descontinuidade dos blocos durante o aumento da força. Na medida em que as forças de cisalhamento eram aplicadas e o graute era danificado, as ancoragens sofreram uma combinação de forças de tração, de flexão a cortantes, até acontecer a ruptura ou escorregamento, dependendo do tipo de ruptura.

Os ensaios foram realizados com barras de 6,35 mm e 12,50 mm de diâmetro. O comprimento ancorado mínimo para as barras de 6,35 mm de diâmetro era de 190 mm e para barras de 12,50 mm era de 380 mm. Os blocos de concreto têm altura máxima de 250 mm. Conseqüentemente, somente as barras de 6,35 mm obedeciam ao comprimento mínimo e as ancoragens sofreram ruptura. As barras de 12,50 mm não obedeceram ao comprimento mínimo ancorado e sofreram ruptura por aderência, isto é, deslizamento da barra em relação ao graute.

A Figura 4.10 mostra a média dos ensaios E4 e E5. Os modelos E4 foram compostos por duas barras de reforço de 6,35 mm de diâmetro e 230 mm de comprimento ancorado instaladas perpendicularmente à descontinuidade. Os modelos E5 estão compostos por três barras de reforço de 6,35 mm de diâmetro e comprimento ancorado de 230 mm, também instaladas perpendicularmente à descontinuidade. Ambas as ancoragens, com comprimento ancorado maior que o mínimo requerido, e, portanto apresentando ruptura das barras. São mostrados também os 4 pontos característicos em cada curva.

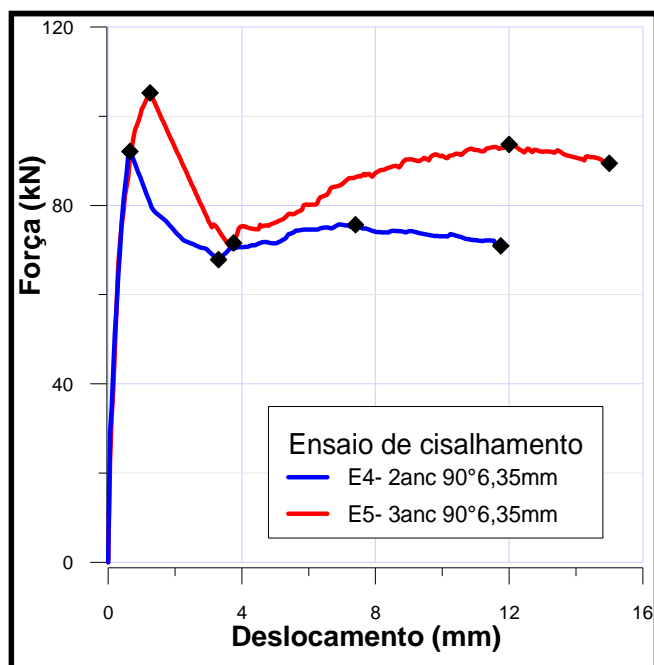


Figura 4.10 – Ensaios de cisalhamento para barras de 6,35 mm de diâmetro

Na Figura 4.10 é possível notar que a quantidade de aço (área de aço) influi no comportamento mecânico das descontinuidades reforçadas. A Tabela 4.3 mostra a comparação dos pontos indicados. Também são apresentadas as variações percentuais dessas etapas dos ensaios.

Tabela 4.3 – Resultados de ensaios com barras de 6,35 mm de diâmetro

Ensaio	Área aço (mm ²)	1° Ponto		2° Ponto		3° Ponto		Ruptura	
		Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)
E4	63,34	92,12	0,65	71,60	3,75	75,64	7,40	72,00	11,75
E5	95,01	105,21	1,25	67,83	3,30	93,67	12,00	93,08	15,00
Variação (%)	50,0	14,0	92,0	6,0	14,0	24,0	62,0	29,0	28,0

O deslocamento registrado no primeiro ponto foi de aproximadamente 0,10 vezes o diâmetro da barra para os ensaios tipo E4 e 0,20 vezes o diâmetro para os ensaios tipo E5. No segundo ponto o deslocamento registrado é aproximadamente 0,5 vezes e 0,6 vezes o diâmetro da barra respectivamente para cada ensaio. No segundo pico, o deslocamento para cada tipo de ensaio foi de 1,7 vezes e 1,9 vezes o diâmetro da barra. O deslocamento registrado no quarto ponto característico, ponto de ruptura é aproximadamente 1,9 vezes e 2,4 vezes o diâmetro da barra. Observou-se que para todos os pontos se registram maiores deslocamentos para ensaio com três barras que para ensaio com duas barras.

As barras têm ângulo de ruptura aproximado de 40° e 30° com a normal ao plano da descontinuidade para ensaios com duas e três barras respectivamente. (Figura 4.11)

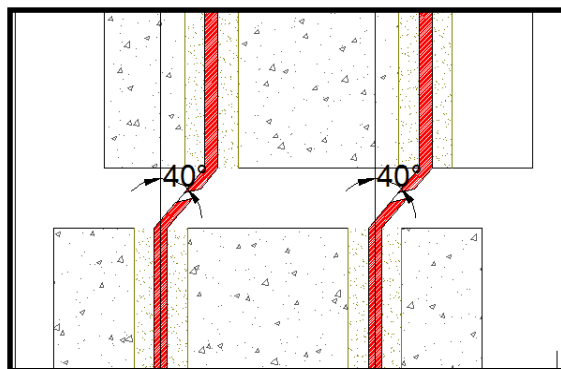


Figura 4.11 – Blocos depois de finalizados os ensaios.

A força necessária para romper uma barra de 6,35 mm por tração é aproximadamente 23 kN. Para os ensaios com duas e três barras a força resistente à tração seria de 46 kN e 69 kN respectivamente. Os ensaios mostraram que a resistência ao cisalhamento apresenta valores maiores que resistência de tração das barras devido à presença das parcelas de resistência por flexão das barras e o atrito entre os blocos. Um modelo simplificado de previsão de força de ruptura será apresentado no Capítulo 5.

A Figura 4.12 mostra a média dos ensaios E1 e E2. Os ensaios E1 estão compostos por duas barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro e 230 mm de comprimento ancorado instaladas perpendicularmente à descontinuidade. Os ensaios E2 estão compostos por três barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro e comprimento ancorado de 230 mm também instaladas perpendicularmente à descontinuidade. O comprimento ancorado é menor que o mínimo requerido, ambos os casos apresentaram ruptura por aderência.

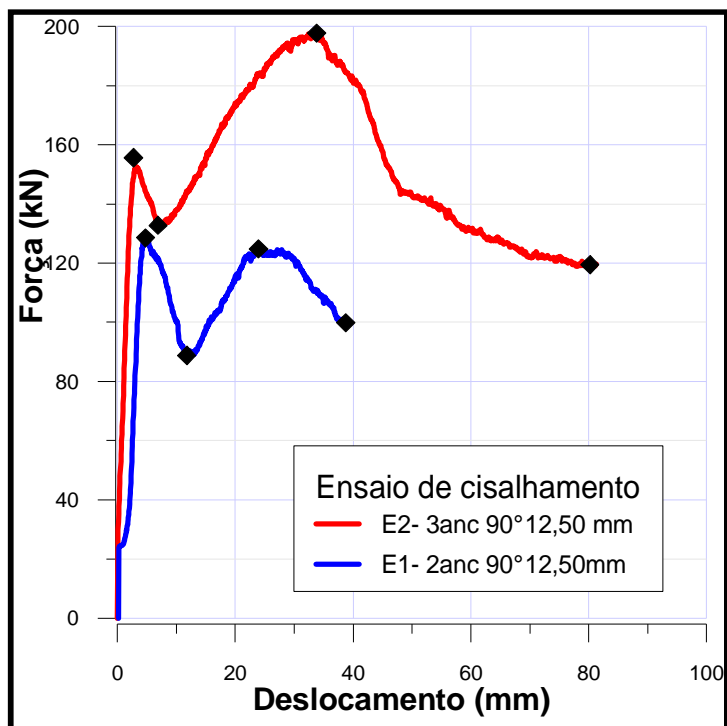


Figura 4.12 - - Ensaios de cisalhamento para barras de 12,50 mm de diâmetro

A Figura 4.12 apresenta os dois picos característicos iguais aos da

Figura 4.10 com a diferença que as barras não atingem a ruptura. Ao incrementar a carga atuante foi vencida a resistência de aderência na interface graute–barra, depois de atingida esta resistência a carga se conserva quase constante tendendo a diminuir ao arrancar as barras sem atingir a resistência à tração das mesmas. A Tabela 4.4 mostra a comparação dos pontos característicos. Também são apresentadas as variações percentuais destes pontos.

Tabela 4.4 - Resultados para barras de 12,50 mm instaladas perpendicularmente à junta

Ensaio	Área aço (mm ²)	1° Ponto		2° Ponto		3° Ponto		Ruína	
		Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)
E1	245,44	128,63	4,75	88,80	11,95	124,85	23,90	99,85	38,75
E2	368,16	155,59	2,70	132,76	6,85	197,69	33,80	119,46	80,20
Varição(%)	50,0	21,0	-43,0	50,0	-42,0	58,0	41,0	20,0	107

No primeiro pico, o deslocamento medido para os ensaios tipo E1 foi de 0,40 vezes o diâmetro da barra e para os ensaios tipo E2 foi de 0,20 vezes o diâmetro da barra. No segundo ponto característico, os deslocamentos registrados foram de 0,95 vezes e 0,55 vezes o diâmetro da barra respectivamente para cada ensaio. No segundo pico o deslocamento para ensaios tipo E1 foi de 2,2 vezes o diâmetro da barra e para os ensaios tipo E2 foi de 2,70 vezes o diâmetro da barra. No quarto ponto característico, considerado de falha, os deslocamentos registrados foram de 3,10 vezes e 6,4 vezes o diâmetro da barra respectivamente para cada tipo de ensaio.

A força necessária para vencer a tensão de aderência com comprimento ancorado de 230 mm para duas barras é 77 kN e para três barras é de 116 kN. Após atingido o valor de carga máxima esta tende a diminuir lentamente com incrementos do deslocamento. Nestes ensaios não foi atingida a ruptura das barras de aço, somente a carga necessária para arrancar as barras dos blocos de concreto.

As inspeções dos blocos ao finalizar os ensaios de cisalhamento mostram que as barras de 12,50 mm de diâmetro não são separadas na descontinuidade e estavam sendo arrancadas do bloco inferior ou bloco ancorado. Ao produzir o arrancamento das barras é produzida ruptura do graute ao redor da barra. (Figura 4.13).



Figura 4.13 – Bloco com barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro

A Figura 4.14 apresenta a média dos ensaios E1 e E3. Os ensaios E1 estão compostos por duas barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro e 230 mm de comprimento ancorado instaladas perpendicularmente à descontinuidade. Os ensaios E3 estão compostos por duas barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro e comprimento ancorado de 270 mm e 180 mm instaladas com uma inclinação de 30° ao plano normal da descontinuidade lisa reforçada. Os comprimentos em ambos os casos são menores que o comprimento mínimo requerido, portanto, apresentaram falha por aderência.

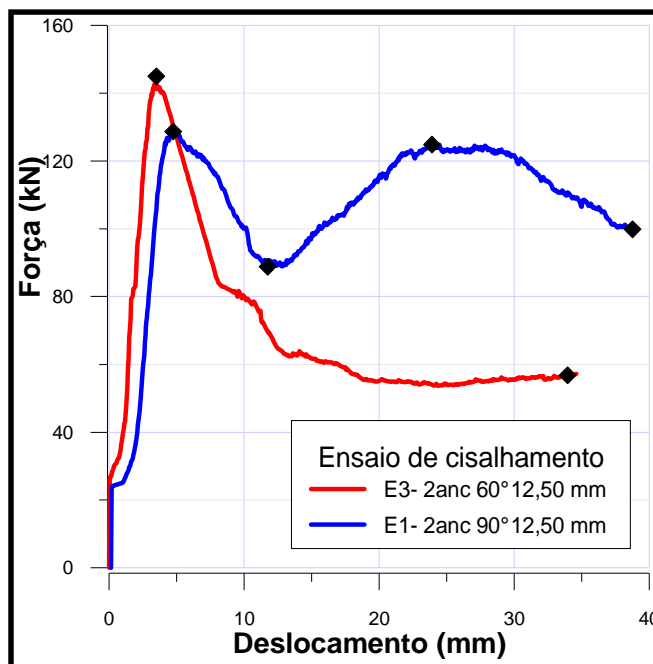


Figura 4.14 - Ensaios de cisalhamento para barras de 12,50 mm de diâmetro

A Figura 4.14, mostra que os ensaios E3 não contemplam os dois picos característicos. Nos ensaios com barras inclinadas praticamente elas são solicitadas basicamente a tração, então ao atingir o primeiro pico atingem a resistência de aderência. Nos ensaios E3 a resistência do primeiro pico é maior porque o comprimento ancorado é maior que as instaladas verticalmente. Depois de atingido o pico as barras somente sofrem arrancamento o que determinada a falha por aderência. A Tabela 4.5 mostra a comparação dos pontos característicos. Também são apresentadas as variações percentuais destes pontos.

Tabela 4.5 –Ensaios com barras de 12,50 mm de diâmetro(variação da inclinação)

Ensaio	Área aço (mm ²)	1º Ponto		2º Ponto		Ruptura	
		Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)
E1	245,44	128,63	4,75	124,85	23,90	99,85	38,75
E3	245,44	144,96	3,50	-	-	56,78	33,94
Varição (%)	-	13,0	-26,0	-	-	-43,0	-12,0

A inclinação das barras da ancoragem afeta os valores de força e deslocamento. Comparando os ensaios E1 e E3 pode-se apreciar que os ensaios com ancoragens inclinadas, E3, atingem um maior valor de força para praticamente o mesmo deslocamento, no primeiro pico, no entanto, o valor da força e o deslocamento na ruptura são maiores para a ancoragem vertical. Em outras palavras, uma junta reforçada com barras perpendiculares a seu plano compõem um sistema mais dúctil que no caso de barras inclinadas, estas apresentam comportamento mais frágil. Do ponto de vista de confiabilidade estrutural, a ductilidade é desejável, o que aponta em favor das barras perpendiculares.

O deslocamento registrado no primeiro ponto característico para ensaios tipo E1 foi de aproximadamente 0,40 vezes o diâmetro da barra e para os ensaios tipo E3 foi de 0,30 vezes o diâmetro. No ponto de ruptura o deslocamento registrado é aproximadamente 3,1 vezes e 2,7 vezes o diâmetro da barra respectivamente para cada ensaio.

A Tabela 4.6 apresenta os valores médios representativos para cada ensaio apresentado no item 3.4.3. A Figura 4.15(a) apresenta os valores de força-diâmetro, e a Figura 4.15(b), os valores de deslocamento-diâmetro com base na mesma tabela.

Tabela 4.6 - Média dos resultados em juntas lisas reforçadas com barras de aço

Ensaio	1º Ponto		2º Ponto		3º Ponto		Ruptura	
	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)	Força (kN)	Desloc. (mm)
E1- 2anc 90°- 12.5 mm	128,63	4,75	88,80	11,75	124,85	23,90	99,85	38,75
E2- 3anc 90°- 12.5 mm	155,59	2,70	132,76	6,85	197,69	33,80	119,46	80,20
E3- 2anc 60°- 12.5 mm	144,96	3,50	-	-	-	-	56,78	33,94
E4- 2anc 90°- 6.35 mm	92,12	0,65	67,83	3,30	75,64	7,40	70,95	11,75
E5- 3anc 90°- 6.35 mm	105,21	1,25	71,6	3,75	93,67	12,00	89,41	15,00

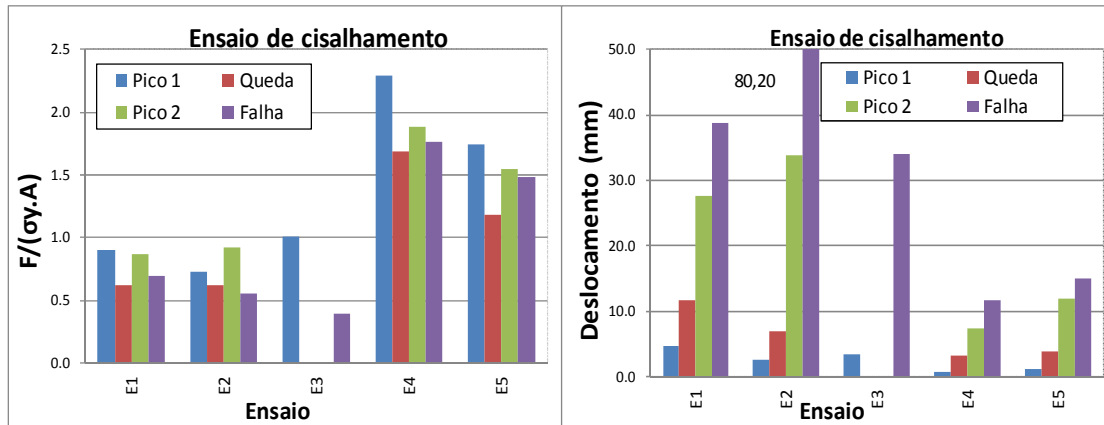


Figura 4.15 -a) $F/(\sigma_y \cdot A)$ -Ensaio b) Deslocamento-Ensaio

Na apresentação dos ensaios de cisalhamento realizados é possível distinguir dois fenômenos diferentes devido ao comprimento ancorado. As juntas reforçadas com barras de 6,35 mm sofrem falha por ruptura das barras, e as juntas reforçadas com barras de 12,50 mm sofrem falha por aderência.

Nos ensaios mostrados, o deslocamento tem muita variabilidade devido a que cada barra nunca mobiliza o 100% da última resistência ao mesmo tempo, devido a imperfeições internas e/ou erros experimentais.

5. MODELO TEÓRICO

Este capítulo apresenta a descrição dos modelos teóricos simplificados desenvolvidos para realizar a estimativa das forças características nos ensaios de arrancamento em tubo duplo e de cisalhamento em juntas lisas reforçadas.

Neste capítulo são comparados os resultados dos ensaios descritos nos capítulos 3 e 4 com o correspondente modelo simplificado que é apresentado com base nos conceitos de estabilidade de carga.

5.1. Cálculo da resistência de aderência

A aderência é a propriedade que impede que ocorra deslizamento de uma barra em relação ao graute que a envolve. A transferência de força entre o aço e o graute, e a compatibilidade de deformações entre eles são fundamentais para as ancoragens (PINHEIRO E MUZARDO, 2003).

Primeiramente, deve-se calcular a aderência de acordo ao tipo de barra utilizada comprovando que as barras de aço satisfaçam os requisitos da norma ABNT NBR 7480:2003. Para realizar estas verificações foram medidos os espaçamentos entre as nervuras, a altura e a inclinação das mesmas. (Figura 5.1)



Figura 5.1 – Medida da distancia entre nervuras (França, 2004)

Calculou-se também a área relativa de nervura utilizando a equação proposta pelo CEB (1999) e EUROCODE (1993)

$$F_R = \left(\frac{\gamma \cdot h_s}{s_n} \right) \quad (\text{Eq. 5.1})$$

Onde:

F_R = Área relativa da nervura;

γ = Constante que depende da geometria da barra ($\gamma = 0,5$);

h_s = Altura máxima média da nervura transversal;

s_n = Espaçamento médio entre as nervuras transversais.

A Tabela 5.1 mostra os valores obtidos, assim como a área mínima requerida pela norma para as barras de aço utilizadas, sendo que h_m é a altura média das nervuras, s_m é o espaçamento médio das nervuras, F_{rN} é a área relativa da nervura segundo norma ABNT NBR 7480:2003, e F_{rb} é a área relativa da nervura. Todas as barras foram consideradas como sendo de alta aderência.

Tabela 5.1 – Área relativa da nervura para cada diâmetro

Diâmetro (mm)	Inclinação da nervura (°)	s_n (mm)	h_s (mm)	F_r (mínimo norma)	F_r (medido)
6,35	52	4,21	0,6	0,048	0,070
9,38	51	6,16	1,0	0,052	0,081
12,50	46	8,33	1,1	0,056	0,066

A resistência de aderência depende de vários fatores como:

- Rugosidade da barra,
- Posição da barra durante o grauteamento,
- Diâmetro da barra,
- Resistência do graute,
- Retração, adensamento etc.

Em condição limite de equilíbrio pode-se deduzir a equação com a qual se calcula a tensão da aderência (σ_{bd}) para um comprimento ancorado l_b segundo mostrado na Figura 5.2.

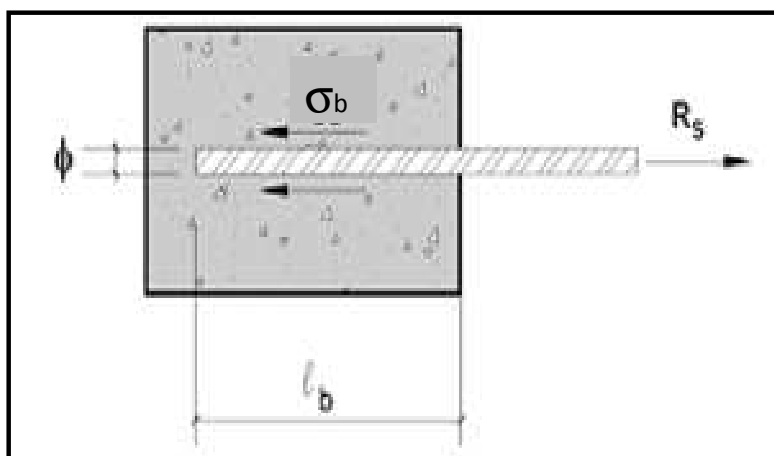


Figura 5.2 – Tensão de aderência (Pinheiro e Muzardo, 2003)

A tensão de aderência pode ser escrita pela seguinte expressão:

$$\sigma_{bd} = \frac{R_s}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} \quad (\text{eq. 5.3})$$

Onde:

σ_{bd} = Resistência de aderência.

R_s = Força atuante na barra

l_b = Comprimento mínimo ancorado;

ϕ = Diâmetro da barra;

A resistência de aderência entre as barras de aço e o graute segundo a ABNT NBR 6118:2003 obedece a equação 5.4.

$$\sigma_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \sigma_{ct} \quad (\text{Eq. 5.4})$$

Onde:

σ_{bd} = Resistência de aderência

η_1 = Constante relativo ao tipo de barra

1,0 para barras lisas,

1,4 para barras entalhadas,

2,25 para barras nervuradas.

η_2 = Situação de aderência

1,0 para situação de boa aderência,

0,7 para situação de má aderência,

η_3 = Constante ao diâmetro da barra

1,0 para barras com diâmetro ≤ 32 mm

$(132 - \phi)/100$ para diâmetros > 32 mm.

f_{ct} = Resistência a tração do graute.

Do item 3.2.2- Ensaios de resistência à tração tem-se que:

$$f_{ct} = 1,90 \text{ MPa}$$

Substituindo na equação 5.4 obtém-se:

$$\sigma_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,90$$

$$\sigma_{bd} = 4,28 \text{ MPa}$$

5.2. Cálculo do comprimento ancorado

O comprimento mínimo ancorado, l_b , é o comprimento necessário para resistir a força solicitante de tração na barra ($R_s = A_s \sigma_{yd}$), admitindo-se que a resistência de aderência ao longo deste comprimento é uniformemente distribuída. A aderência é obtida utilizando a equação 5.4.

O comprimento mínimo ancorado é obtido ao igualar a resistência de aderência (σ_{bd}) com a força atuante na barra (R_s)

$$\pi \cdot \phi \cdot l_b \cdot \sigma_{bd} = A_s \cdot \sigma_{bd} \quad (\text{eq 5.5})$$

Sabe-se que:

$$A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (\text{eq. 5.6})$$

Substituindo 5.6 em 5.5, o comprimento mínimo ancorado é expresso pela seguinte equação:

$$l_b = \frac{\phi \sigma_{yd}}{4 \sigma_{bd}} \quad (\text{Eq. 5.7})$$

Onde:

A_s = Área da seção transversal da barra;

l_b = Comprimento mínimo ancorado;

ϕ = Diâmetro da barra;

σ_{bd} = Resistência de aderência;

σ_{yd} = Resistência ao escoamento do aço.

Com os dados obtidos dos ensaios de tração na barra livre, foram estimados os valores do comprimento mínimo ancorado para cada diâmetro segundo a equação 5.7. O comprimento mínimo ancorado está mostrado na Tabela 5.2

Tabela 5.2 – Comprimento mínimo ancorado

Diâmetro (mm)	σ_y (MPa)	l_b (m)
6,35	636	0,23
9,38	623	0,34
12,50	584	0,42

5.3. Estimativa da resistência ao arrancamento em tubo duplo

Os resultados experimentais mostraram que os modelos apresentadas no capítulo 3 sofreram ruína por tração das barras. As curvas dos ensaios mostram que a força mobilizada apresenta uma fase inicial do carregamento em que os materiais adjacentes ao reforço exibem respostas lineares.

Considerando o mecanismo de ruína ocorrido nos ensaios, conclui-se que a resistência ao arrancamento em tubo duplo é a força necessária para atingir a ruptura por tração das barras de aço.

Ao aumentar a abertura da descontinuidade pela ruptura do graute ao redor da barra na região da descontinuidade, a barra é a única que absorve as forças de tração. (Figura 5.3)

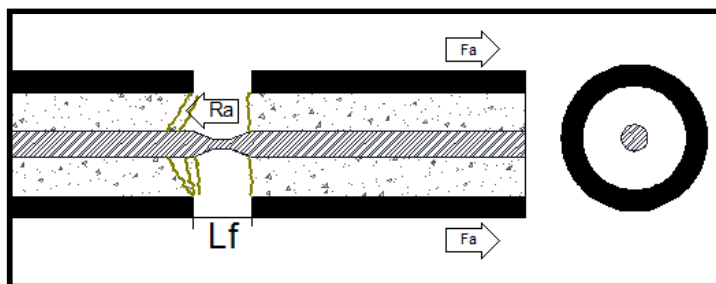


Figura 5.3 – Quebra do graute na região da descontinuidade.

A resistência à tração das barras obedece à equação 5.8:

$$F_t = \sigma \cdot A_s \text{ (Eq. 5.8)}$$

Onde:

F_t = Resistência a tração das barras;

σ = Resistência da barra de aço;

A_s = Área das barras de aço.

Para os cálculos da força de arrancamento em tubo duplo são utilizados os valores de resistência à tração das barras de aço obtidas experimentalmente no item 3.1.1, e resumidos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Resistência a tração das barras de aço

Diâmetro real (mm)	Força experimental (kN)		
	Escoamento	Máxima	Ruptura
6,35	20,14	23,73	23,43
9,38	43,08	52,34	50,36
12,50	71,65	88,66	85,92

A Tabela 5.4 apresenta os valores críticos de todos os ensaios de arrancamento em tubo duplo mostrados no item 3.3.3

Tabela 5.4 – Resumo dos pontos críticos dos ensaios a arrancamento

Diâmetro	Ensaio	Resistência (kN)		
		ELÁSTICA	MÁXIMA	RUPTURA
6,35 mm	E05	22,41	24,89	21,04
	E06	20,74	26,98	20,93
	E09	21,97	25,56	20,91
9,38 mm	E04	46,53	56,58	45,49
	E08	44,61	55,00	45,29
12,50 mm	E01	84,88	103,84	98,50
	E02	76,43	94,46	85,35
	E07	69,97	89,58	77,45

Com os dados das Tabela 5.4 e 5.3 é possível construir uma relação entre os valores experimentais do item 3.3.3 e os valores da resistência à tração estimada com a equação 5.8.

A Figura 5.4 mostra os valores da resistência do ensaio-resistência à tração das barras.

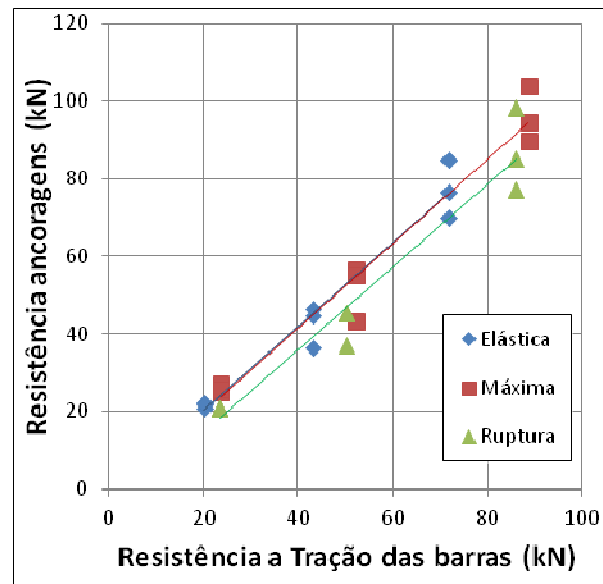


Figura 5.4 – Relação de resistência de ensaios - resistência a tração das barras

As expressões teórico-experimentais para cálculo das tensões de arrancamento estão expressas nas seguintes equações: Resistência a Tração

$$F_{elas} = 1,08 \sigma_{(y)} \cdot A_s \quad (\text{Eq. 5.9})$$

$$F_{m\acute{a}x} = 1,09 \sigma_{(\text{max})} \cdot A_s \quad (\text{Eq. 5.10})$$

$$F_{rup} = 1,07 \sigma_{(rup)} \cdot A_s \quad (\text{Eq. 5.11})$$

É possível observar que a resistência ao arrancamento é representada em média por 92% da resistência a tração da barra de aço.

5.4. Estimativa da resistência a cisalhamento em juntas lisas reforçadas

Segundo Ferrero (1995), a resistência ao cisalhamento de descontinuidades reforçadas com ancoragens é devida à combinação de dois efeitos: o incremento da resistência à tração da barra e o efeito chumbador. O incremento da força axial atuante na barra é devido ao deslocamento relativo entre as superfícies da descontinuidade. Este incremento de força axial contribui na resistência global do sistema através de dois efeitos. Primeiro, aumenta a força normal à descontinuidade aumentando assim a resistência ao cisalhamento por atrito da descontinuidade. Segundo, aumenta a força resistente através de sua componente horizontal na barra que se opõe à força solicitante. O efeito chumbador é a geração de uma carga, Q , perpendicular à barra que surge para se opor à flexão desta. A oposição da barra a ser flexionada é um momento fletor resistente. A Figura 5.5 mostra a configuração utilizada por Ferrero.

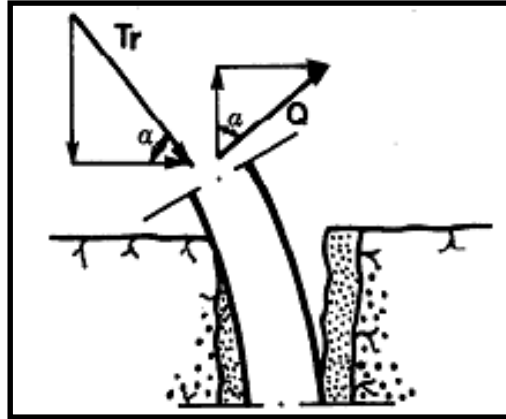


Figura 5.5 - Mecanismo de resistência de uma descontinuidade reforçada (FERRERO, 1995)

A resistência última ao cisalhamento em juntas lisas reforçadas do modelo simplificado apresentado a seguir é a combinação da resistência à tração da barra, identificada com a letra T e o momento fletor resistente, equilibrado por uma força Q , na Figura 5.6.

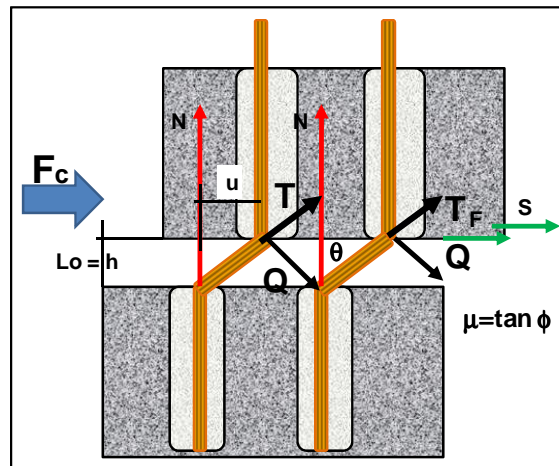


Figura 5.6 – Modelo simplificado da resistência ao cisalhamento (Celestino, 2011)

Na Figura 5.6 estão mostradas as forças atuantes durante o cisalhamento dos blocos. A resistência ao cisalhamento entre os blocos é a soma das resistências de cada barra instalada como reforço, F , e a resistência ao cisalhamento mobilizada na junta como consequência das reações internas na junta, S . Esta situação é válida após o segundo ponto característico. O

ângulo de atrito entre os blocos de concreto é de 35° . A parcela de resistência devida à ação das barras é a soma das forças T e Q .

$$\vec{F} = \vec{T} + \vec{Q}$$

A força de tração T segue a seguinte expressão:

$$T = E_S \cdot \varepsilon \cdot A \quad (\text{eq. 5.12})$$

Onde:

E_S = Módulo de elasticidade da barra de aço;

ε = Deformação;

A = Área de aço utilizado no ensaio.

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{h^2 + u^2} - h}{h} \quad (\text{eq. 5.13})$$

Onde:

h = Comprimento inicial livre da barra na direção perpendicular à descontinuidade;

u = Deslocamento na direção paralela à descontinuidade.

Substituindo:

$$T = \left(\sqrt{1 + \frac{u^2}{h^2}} - 1 \right) \cdot E_S \cdot A \quad (\text{eq. 5.14})$$

No limite:

$$T = T_y = \sigma_y \cdot A \quad (\text{eq. 5.15})$$

Quando se produz arrancamento das barras a eq. 5.15 permanece quase que constante.

A força Q gerada pelo momento fletor M_b pode ser expressa por:

$$Q = \frac{2 \cdot M_b}{\sqrt{h^2 + u^2}} \quad (\text{eq. 5.16})$$

$$M_b = \frac{4}{3} \cdot \sigma_y \cdot r^3 \quad (\text{eq. 5.17})$$

Onde:

σ_y = Tensão de escoamento das barras de aço;

r = Radio da barra;

Da Figura 5.6 se deduz que:

$$F = Q \cos \theta + T \sen \theta \quad (\text{eq. 5.18})$$

Onde:

θ = Ângulo de ruptura da barra com relação à normal

Substituindo eq. 5.14 e eq. 5.16 na eq. 5.18:

$$F = Q \frac{h}{\sqrt{h^2+u^2}} + T \frac{u}{\sqrt{h^2+u^2}} \quad (\text{eq. 5.19})$$

Substituindo eq. 5.17 na eq. 5.19:

$$F = \frac{8}{3} \frac{\sigma_y \cdot r^3 \cdot h}{(h^2+u^2)} + \left[\frac{1}{h} - \frac{1}{\sqrt{h^2+u^2}} \right] E_s \cdot u \cdot A \quad (\text{eq. 5.20})$$

A força de atrito S entre os blocos é expressa por:

$$S = T_N \operatorname{tg} \phi \quad (\text{eq. 5.21})$$

Onde:

ϕ = Ângulo de atrito entre os blocos de concreto

Da Figura 5.6 se deduz que:

$$T_N = T \cos \theta \quad (\text{eq. 5.22})$$

Substituindo na eq. 5.21:

$$S = \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{\sqrt{u^2+h^2}} \right) \cdot E \cdot h \cdot A \cdot \tan \phi \quad (\text{eq. 5.23})$$

A força total do modelo simplificado para mover os blocos é a soma das parcelas expressas pelas eq. 5.19 e 5.22

$$R = F + S \quad (\text{eq. 5.24})$$

Substituindo as propriedades dos blocos ensaiados na equação 5.24, é possível estimar a resistência ao cisalhamento depois de atingido o segundo ponto característico. Para dar início aos cálculos se tem que estimar um comprimento livre inicial $h = l_0$, obtendo a curva força-deslocamento. O comprimento l_0 varia ao longo do ensaio, mas, por se tratar de um modelo simplificado será assumido l_0 constante.

A Figura 5.7 apresenta a superposição da curva do ensaio com a calculada segundo o modelo simplificado para o ensaio com duas barras de reforço de 6,35 mm de diâmetro instaladas perpendiculares à descontinuidade. O comprimento inicial admitido foi de 14,75 mm. O ângulo de atrito considerado entre os blocos foi de 35° .

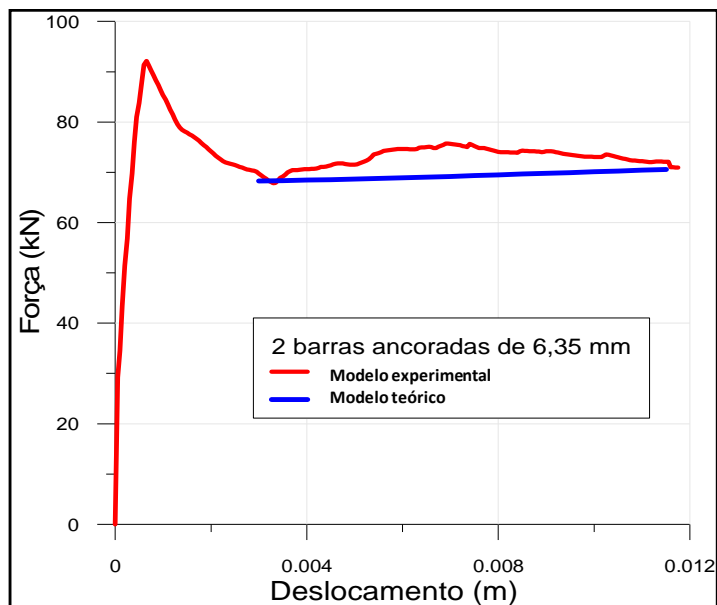


Figura 5.7 – Média de Ensaios com 2 barras de 6,35 mm perpendiculares à junta

A Figura 5.8 apresenta a superposição da curva do ensaio com a calculada segundo o modelo simplificado para o ensaio com três barras de reforço de 6,35 mm de diâmetro instaladas perpendiculares à descontinuidade. O comprimento inicial admitido foi de 13,25 mm. O ângulo de atrito considerado entre os blocos foi de 35° .

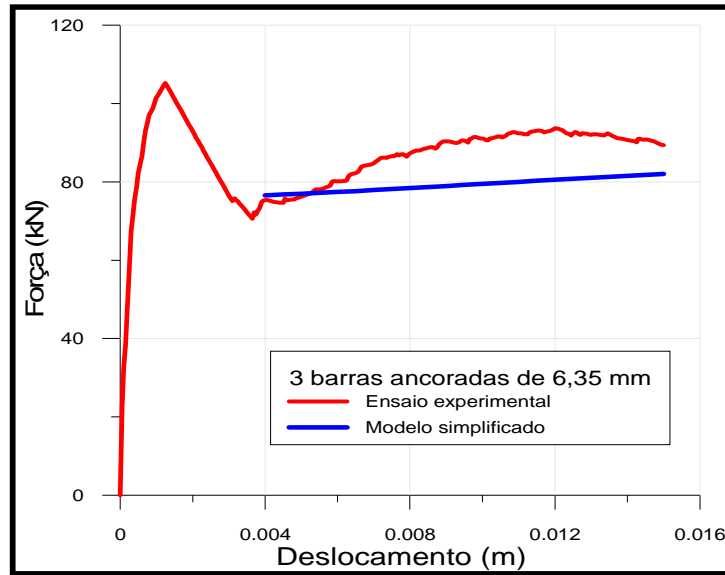


Figura 5.8 – Média de Ensaios com 3 barras de 6,35 mm perpendiculares à junta

A Figura 5.9 apresenta a superposição da curva do ensaio com a estimada segundo o modelo simplificado para o ensaio com duas barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro instaladas perpendiculares à descontinuidade. O comprimento inicial admitido foi de 13,25 mm. O ângulo de atrito considerado entre os blocos foi de 35° . Neste tipo de ensaio aconteceu falha por aderência, é possível perceber que a curva de comportamento do modelo simplificado contempla valores pequenos comparados com os valores dos ensaios realizados. Também foi calculada a resistência da aderência para estes casos.

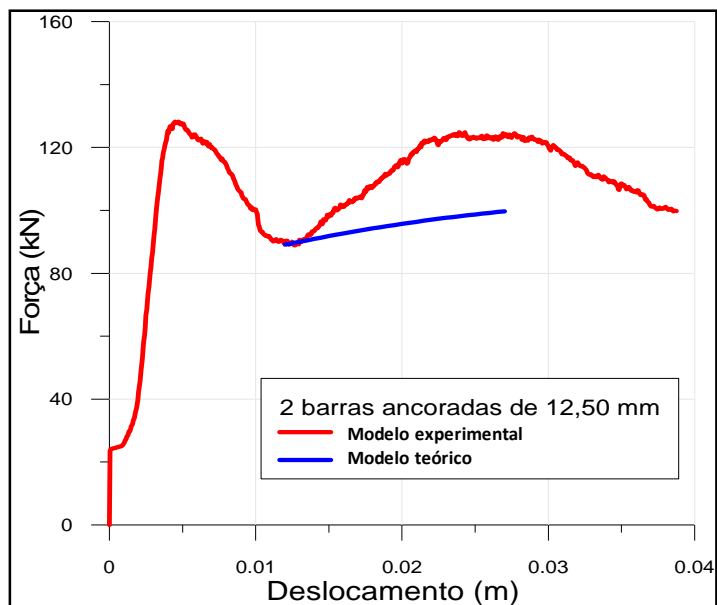


Figura 5.9 - Média com 2 barras de 12,50 mm perpendiculares à junta

A Figura 5.10 apresenta a superposição da curva do ensaio com a estimada segundo o modelo simplificado para o ensaio com três barras de reforço de 12,50 mm de diâmetro instaladas perpendiculares à descontinuidade. O comprimento inicial admitido foi de 8,75 mm. O ângulo de atrito considerado entre os blocos foi de 35° . Neste tipo de ensaio aconteceu falha por aderência, é possível perceber que a curva do comportamento do modelo simplificado contempla valores pequenos comparados com os valores dos ensaios realizados. Também foi calculada a resistência da aderência para estes casos.

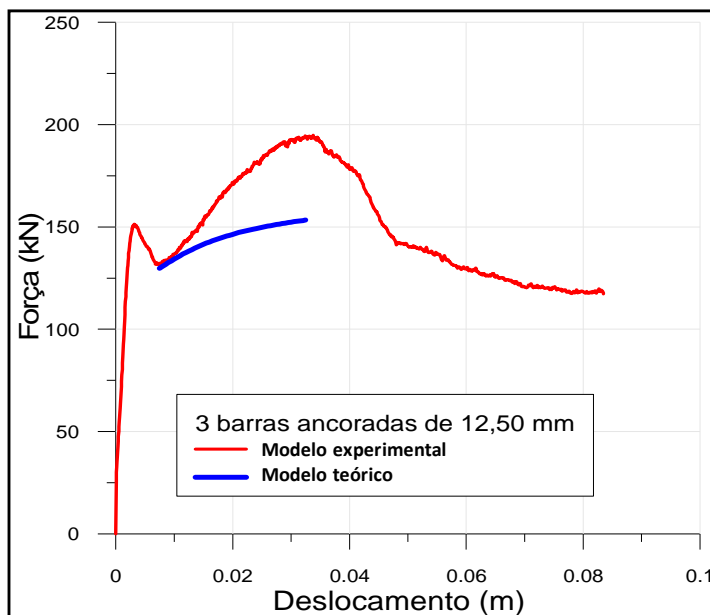


Figura 5.10 – Média de ensaios com 3 barras de 12,50 mm perpendiculares à junta

5.4.1. Estimativa da resistência de cisalhamento em juntas lisas reforçadas com falha por aderência

Este modelo é uma variação do modelo básico de estimativa de resistência ao cisalhamento em juntas lisas reforçadas devido a que em alguns casos o mecanismo de falha muda de ruptura da barra da ancoragem para falha de aderência.

O comprimento de ancoragem básico para suportar as tensões de aderência pode ser estimado segundo equação 5.2. Se conhecermos o comprimento ancorado em cada ensaio, por meio desta equação poderemos deduzir a resistência das barras que não cumprem com o comprimento ancorado base segundo equação 5.14.

$$F = n \cdot \pi \cdot \Phi \cdot L_b \cdot \sigma_{bd} \quad (\text{Eq. 5.25})$$

Onde:

F = Resistência das barras de aço

L_b = Comprimento ancorado básico

ϕ = Diâmetro da barra

σ_{bd} = Resistência de aderência

n = Quantidade de barras de aço

Substituindo os valores das características dos modelos ensaiados na equação 5.24, é estimada a resistência para os ensaios com barras de 12,50 mm de diâmetro. A Tabela 5.5 mostra os resultados obtidos com a equação 5.24 do modelo simplificado de resistência ao cisalhamento de juntas lisas reforçadas com barras de aço com falha por aderência.

Tabela 5.5 – Cálculo da resistência de aderência

Ensaio	N	Diâmetro (m)	Resistência aderência (MPa)	Comprimento ancorado (m)	Resistência (kN)
E1– 2anc 90°	2	1.25E-02	4,28	0,23	77,32
E2– 3anc 90°	3	1.25E-02	4,28	0,23	115,97
E3– 2anc 60°	1.2	1.25E-02	4,28	0,27*	54,46

* Os ensaios com barras inclinadas, tem diferentes comprimentos, por este motivo é utilizado o fator de correção no valor de “n”

Com a equação 5.24 é possível chegar a um valor de resistência ao cisalhamento similar ao obtido nos ensaios de laboratório. (Tabela 5.6)

Tabela 5.6 - Resultados ensaios com barras de 12,50 mm

Ensaio	Resistência simplificada (kN)	Resistência (laboratório) (kN)	Variação (%)
E1– 2anc 90°	77,31	91,52	18
E2– 3anc 90°	115,97	119,46	3
E3– 2anc 60°	54,46	56,78	4

A resistência de aderência simplificada estimada com a equação 5.24 mostra que uma vez atingido este valor a barra começa a deslizar do bloco ancorado. Na Tabela 5.6 podemos apreciar que existe uma alta variação nos ensaios com 2 barras, esta variação pode ocorrer pela variabilidade das propriedades do aço, algum defeito de instalação ou pelo desvio padrão que apresentam os resultados ensaiados.

6. CONCLUSÃO

Os mecanismos de transferência de forças e os sistemas de reforço em descontinuidades lisas foram estudados nesta pesquisa. Foi apresentada a elaboração de protótipos de ancoragens construídos em laboratório. O programa experimental permitiu a execução de ensaios de arrancamento em tubo duplo e de cisalhamento em juntas lisas reforçadas dos diferentes protótipos e a verificação de seu comportamento em relação aos deslocamentos das ancoragens e às forças nelas exercidas, incluindo as interfaces graute-barra.

As principais conclusões, algumas das quais obtidas após análise da revisão bibliográfica e confirmadas por evidências da análise experimental, são aqui relatadas:

- Os valores de tensão de escoamento e de resistência à tração das barras de aço são maiores que as especificadas nas normas. Segundo os ensaios, as barras com diâmetro menor alcançam maiores valores tensão de escoamento como de resistência à tração, mas a deformação na ruptura é maior quanto maior a área da seção transversal da barra de aço.

- O efeito da aderência na interface barra-graute tem um papel importante na capacidade resistente de uma ancoragem, assim como a espessura do graute ao redor da barra. A resistência de aderência é o resultado da adesão e do atrito que ocorre na interface da barra com o graute.

- O comprimento ancorado influencia fortemente a resistência ao arrancamento e ao cisalhamento, já que esta última é dependente da outra. O comprimento mínimo ancorado é dependente do diâmetro da barra e determina o tipo de ruína que pode acontecer.

- Os ensaios mostraram que a resistência das ancoragens é maior que as das barras de diâmetro igual às utilizadas nas ancoragens.

- As resistências das ancoragens são dependentes da forma da superfície da barra, do diâmetro e do comprimento ancorado, assim como das propriedades do graute.

- O princípio do comportamento axial das ancoragens é o seguinte: com o aumento de força a ligação entre o graute e a barra é danificada na região da descontinuidade simulada. Se a carga aplicada é maior que a resistência de aderência, a barra começa a deslizar para fora da coluna de graute. Se a carga aplicada é menor que a resistência de aderência, o dano da ligação irá aumentando até atingir todo o comprimento da barra ou até a ruptura da barra ancorada, isto é, se o comprimento ancorado é maior do que comprimento mínimo requerido, a ruptura não acontecerá por aderência e sim pela resistência à tração da barra de aço.

- Os ensaios de arrancamento mostraram um comportamento que pode ser dividido em dois trechos, o primeiro trecho com comportamento bi-linear do conjunto barra-graute, e o segundo com comportamento não linear. O trecho bi-linear sugere que o comprimento livre sofre mudanças em virtude da ruptura do graute na região da descontinuidade. O final do segundo trecho linear corresponde à resistência a escoamento. O trecho não linear ocorre por um dano progressivo do graute aumentando a não linearidade, até atingir a ruptura por tração das barras ancoradas

- O deslocamento medido é o produzido pelo incremento da abertura da descontinuidade simulada. Este deslocamento registra o movimento do conjunto barra-graute-tubo ao ser submetido a forças de tração. Este deslocamento produzido pelo conjunto pode ser comparado em termos de comprimento livre hipotético aos deslocamentos produzidos por uma barra livre submetida à tração utilizando o módulo de elasticidade desta.

- Quando as barras com diâmetro maior são submetidas a forças de tração, estas provocam fissuras em um comprimento mais pronunciado de graute na região da

descontinuidade, deixando um comprimento livre maior que permite deslocamentos superiores aos correspondentes às barras de menor diâmetro.

- A média dos valores da resistência de ruptura para as barras de ancoragem de 12,50 mm de diâmetro é 734 MPa; para 9,38 mm de diâmetro é 731 MPa; e para 6,35 mm de diâmetro é 728 MPa. A tendência de aumento de resistência com aumento do diâmetro (contrária à encontrada para barras livres) pode se dever ao fato de que o mesmo diâmetro externo do graute foi mantido em todos os ensaios. Em outras palavras, a relação entre espessura do anel de graute e diâmetro da barra é muito maior para as barras de pequeno diâmetro, diminuindo assim o confinamento oferecido pelo tubo.

- O princípio do comportamento resistente ao cisalhamento das juntas lisas reforçadas com ancoragens é: com o aumento da força se observou a ruptura do graute ao redor da barra na descontinuidade dos blocos. O primeiro trecho corresponde ao comportamento linear, com pequenos deslocamentos e grandes incrementos de força até atingir o primeiro pico. Após atingido o primeiro pico de resistência, tem lugar uma queda na força cisalhante e um acréscimo significativo do deslocamento solicitando as ancoragens à flexão e à tração incrementando a força mobilizada e fissurando progressivamente o espaço anelar de graute até a plastificação ou ruptura deste atingindo assim o segundo pico.

- Na medida em que as forças de cisalhamento são aplicadas no equipamento e o graute é danificado, as ancoragens sofrem uma combinação de forças de tração, de flexão, e cortantes, até acontecer a ruptura ou escorregamento dependendo do tipo de ruína.

- A presença dos dois picos é de muita importância. Os reforços ao sofrer este tipo de comportamento oferecem maior capacidade de deformação antes da ruína, conferindo maior confiabilidade ao sistema, pois em termos de segurança, este comportamento dúctil é desejável no desempenho das ancoragens antes da ruptura.

- A resistência ao cisalhamento mostra que ao instalar barras de reforço inclinadas em relação à descontinuidade a resistência máxima aumenta, mas, a resistência na ruptura diminui assim como os deslocamentos produzidos antes da ruptura, portanto o sistema é mais frágil.

- A área de aço influencia a resistência ao cisalhamento. No caso de 3 barras de aço de 6,35 mm de diâmetro a resistência média é de 93 kN e para os ensaios com 2 barras de aço de 6,35 mm de diâmetro a média atingida é de 72 kN. Estes valores representam uma variação de 30 %.

- A comparação dos resultados mostra que ao aumentar a área de aço utilizada, também aumenta a rigidez do sistema de reforço, e também aumenta a ductilidade do sistema antes da ruína.

- Em ambos os ensaios foi demonstrado que a resistência das ancoragens aumenta com a área de aço.

- Os valores de deslocamento e tensão nos ensaios de arrancamento e cisalhamento sofrem variabilidade (da ordem de 12%). Este fato pode ser originado por alguma imperfeição interna do aço, erros experimentais ou variação no posicionamento das barras.

- Seria recomendável realizar mais ensaios idênticos e com as diferentes barras e cordoalhas de aço mais utilizadas no mercado brasileiro para garantir a confiabilidade dos resultados. Também podem ser realizados ensaios nas barras com proteção contra corrosão.

- Em relação aos modelos simplificados apresentados, seria de interesse melhorá-los com maior quantidade de dados e utilizando leis de fluência mais complexas.

- Realizar ensaios com blocos de concreto de diferente resistência ou mesmo com blocos de rochas, para desta maneira ampliar o banco de dados e as estatísticas.

- Realizar ensaios variando a resistência do graute e o diâmetro do furo mantendo o diâmetro da barra.

7. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 5629:1996: “Execução de tirantes ancorados no terreno”

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6152:2002: “Materiais mecânicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente”

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7222:1994 – “Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos”

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7480:2007 - “Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação”

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7483:2008 – “Cordoalhas de aço para concreto protendido – Especificação”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7681:1983 – “Calda de cimento para injeção – Especificação”

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7684:1983 - “Calda de cimento para injeção – Determinação da resistência à compressão – Método de ensaio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR-8522:2008 – “Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão–deformação”

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS E 488-96 Standard Test Method for Strength of Anchors in Concrete and Masonary Elements (1996)

AZIZ, Z., CAMPBELL, D. AND LEVAY, J. (1992). Experience with resin anchored bolts in large permanent underground excavation, **Int. Symp. of Rock Support in Mining and Underground Construction, Canada**, pp.467-472.

AZUAR.J.J. (1977). Stabilisation des massif rocheux fissures par barres d'acier scellées, **Rap.de Rech.LPC No.73**, Lab.Central des Ponts et Chaussées, (Cited in Spang and Egger 1990)

BARLEY, A.D., C.R. WINDSOR (2000). Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology with reference to the development of the art. **GeoEng2000, Int. Conf on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne**, p p. 1048-1094.

BARRETO, G.W. (2002). *Ancoragens*. Seminário de Mecânica das Rochas. **Disciplinas de Mecânica das Rochas**. Departamento de Pós Graduação em Geotecnia. EESC-USP.

BENMOKRANE, B. & CHEKIREL, M. (1992). Instrumentation of injected rock anchors with vibrating wire strain gages. In: Kaiser, P. K. & McCreath, D. R. (eds.) **Rock support in mining and underground construction**. Proceedings of the international symposium on rock support. Sudbury, Ontario, Canada 16 – 19 June 1992. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema. P. 327–333.

BENMOKRANE B., CHENNOUF A. e MITRI H.S. (1995). Laboratory evaluation of cemented-based grouts and grouted rock anchors. **Rock Mechanics and Mining Sciences**, Vol 32, No 7, pp633-642.

BENMOKRAN, B., XU, H. AND BELLAVANCE, E. (1996). Bond strength of cement grouted glass fibre reinforced plastic (GFRP) anchor bolts, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech. Absts.**, 33(5). pp.455-465.

BERARDI G. (1967) Sul comportamento deli ancoraggi in terreni diversi. **Univer. Genoa, Inst. Constr. Sc Series III**, No 60, 18 cp.

- BJURSTROM, S. (1974). Shear strength of hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts, **International congress of rock mechanics**, pp.1194-1199.
- CAI, Y., ESAKI, T. AND JIANG, Y. (2004). An analytical model to predict axial load in grouted rock bolt for soft rock tunnelling, **Journal of Tunnelling and Underground Space Technology**, pp.1-12.
- CHEN, S. H. AND EGGGER, P. (1999). Three dimensional elasto-viscoplastic finite element and its application, **Int. J. for Numerical and analytical methods in Geomechanics**, 23, pp.61-78.
- CHEN, S. H. AND PANDE, G. N. (1994). Rheological model and finite element analysis of jointed rock masses reinforced by passive, fully-grouted bolts, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech. Absts**, 31(3). pp.273-277.
- COATES.D.F AND YU.Y.S. (1970). Three dimensional stress distribution around a cylindrical hole and anchor, **Proceeding of 2nd Int. Cong. Rock Mechanics**, pp.175-182.
- COELHO DE SOUZA, R.G. e CORREA, B. S. (2008). Resistência de Juntas Chumbadas Sujeitas a Cisalhamento. **Seminário de Mecânica das Rochas**. Disciplinas de Mecânica das Rochas. Departamento de Pós Graduação em Geotecnia. EESC-USP.
- DEL RIO, LOPEZ, CALLEJA, TEJADO, MOTA. (2007). Resonance-Based Acoustic Technique Applied To The Determination Of Young's Modulus In Granites, **19th International Congress On Acoustics Madrid**.
- EGGER.P AND FERNANDES.H. (1983). A novel triaxial press-study of anchored jointed models, **5th Congr. on rock mechanics**, ISRM, Melbourn, pp.171-175.
- FARMER, I. W. (1975). Stress distribution along a resin grouted rock anchor, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech. Absts.**, 12, pp.347-351.

FERRERO. A.M. (1995). The shear strength of reinforced rock joints, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech.** Absts. 32(6). pp.595-605.

FRANÇA F.A.N. CELESTINO T.B., BORTOLUCCI A.A. (2006). Ensaio de cisalhamento direto em laboratório em juntas reforçadas com chumbadores. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – COBRAMSEG**, pp. 2665-2670 EESC-USP, São Carlos.

FRANÇA VALÉRIO HENRIQUE (2004). Aderência aço–concreto – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha. **Dissertação de Mestrado UNESP.**

FULLER, P. G. AND COX, R. H. T. (1975). Mechanics of load transfer from steel tendons to cement based grout, **Proc. of 5th. Australian Conference on the mechanics of structures and materials, Melbourne**, 14p.

FUSCO, P. B. (1976), Estruturas de concreto. **Editora MacGraw-Hill dpo Brasil**, Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo.

GARCIA W.S. (2005) “Anclajes em roca” Tesis Doctoral – **Departamento de Ingeniería y Morfología Del Terreno** – Universidad Politécnica de Madrid

GERRARD.C. (1983). Rock bolting in theory, **Int. Symposium. on rock bolting**, Sweden, pp.131-160.

GIONGO, J.S. (2006) Livro concreto armado. Ancoragem por aderência. EESC/USP.

GORIS, J. (1991). Laboratory evaluation of cable supports. **CIM Bulletin**. Vol. 84, no. 948, p. 44–50.

GORIS, J. (1990a). Laboratory evaluation of cable bolt supports (in two parts). 1. Evaluation of supports using conventional cables. **Report of investigations RI 9308**, U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, Washington. 23 p.

GORIS J. (1990b). Laboratory evaluation of cable bolt supports (in two parts). 2. Evaluation of supports using conventional cables with steel buttons, birdcage cables and epoxy coated

cables. **Report of investigations** RI 9342, U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, Washington. 14 p.

GRASSELLI, G. (2005). 3D Behaviour of bolted rock joints: experimental and numerical study, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech.** Absts, 42(1). pp.13-24

GUTIERREZ SERRET, R.M. (2002) Modelos físicos. Fundamentos y consideraciones generales. **III Master de Ingeniería de Puertos y Costas.** Madrid. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEDEX. 2002

HABIB, P. (1989). Recommendations for the design, calculation, construction and monitoring of ground anchorages Netherlands: **A.A.Balkema Publishers.** 115p.

HAKALA, M. Double pipe test system. FLAC 3.3 simulations. (unpubl.)

HANNA H. (1982). Foundations in tension. **Ed. Trans Tech Publicatios & Mc Graw Hill Book**, pp 148-179.

HAAS, C.J.(1976). Shear resistance of rock bolts. **Transaction AIME**, 1976, pp.32–41.

HASSANI, F., MITRI, H., KHAN, U. & RAJAIE, H. (1992). Experimental and numerical studies of the cable bolt support systems. In: Kaiser, P. K. & McCreath, D. R. (eds.) **Rock support in mining and underground construction.** Proceedings of the international symposium on rock support. Sudbury, Ontario, Canada 16 – 19 June 1992. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema. P. 411–417.

HOLMBERGE.M. (1991). The mechanical behavior of untensioned grouted rock bolts, **Ph.D. Thesis**, Stockholm, Royal Institute of Technology, 127p.

HUTCHINSON, D. & DIEDERICHS, M. (1996). Cable bolting in underground mines. Richmond, Canada, **BiTech Publisher Ltd.** 406 p.

HYETT, A. J., BAWDEN, W. F., MACSPORRAN, G. R. AND MOOSAVI, M. (1995). A constitutive law for bond failure of fully-grouted cable bolts using a modified Hoek cell, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech. Abstrs.**, 32(1). pp.11-36.

HYETT, A. J., BAWDEN, W. F. AND REICHERT, R. D. (1992). The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts, **Int. J. Rock mechanics and Min.Sci.&Geomech.Abstr.**, 29(5). pp.503-524.

INDRARATNA.B AND KAISER. P. K. (1990). Design for grouted rock bolts based on the convergence control method, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech. Abstrs**, 27(4). pp.269-281.

INDRARATNA.B AND KAISER.P.K. (1990). Analytical model for the design of grouted rock bolts, **Int.J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 14, pp.227-251.

JALALIFAR, HOSSEIN, (2006). A new approach in determining the load transfer mechanism in fully grouted bolts, PhD thesis, **School of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong**, 2006 .<http://ro.uow.edu.au/theses/855>

KAISER, P. K., YAZICI, S. AND NOSE,J. (1992). Effect of stress change on the bond strength of fully grouted cables, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech. Abstrs**, 29(3). pp.293-306.

KILIC .A AND ANIL. M. (1999). The effects of grout properties to the bolt capacity, **16th Mining congress**, Turkey, pp.189-196 (cited in Kilic et al. 2002).

LI, C. AND STILLBORG, B. (1999). Analytical models for rock bolts, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech. Abstrs**, 36(8). pp.1013-1029.

LITTLEJOHN.G.S AND BRUCE.D.A. (1975). Rock anchors-state of the art, Part 1:design, **Ground Engineering**, pp.25-32 (Cited in Dey 2001).

LITTLEJOHN.G.S (1992). Some empirical design methods employed in Britain. Part of Questionnaire on Rock Anchors Design, **Geotechnics Research Group, Department of Engineering**, University of Aberdeen (unpublished Technical Note)

LUNARDI, P. (1995). Preconfinement of an excavation in relation to new orientations forward the design and construction of tunnels. **Gallerie e grandi opera sotterranee**;45:16–37.

LUDVIG. B. (1983). Shear tests on rock bolts, **Proceeding of the Int. Symp. On rock bolting**, Sweden, pp.193-203.

MALONEY, S., FEARON, R., NOSÉ, J. & KAISER, P. (1992). Investigations into the effect of stress change on support capacity. In: Kaiser, P. K. & McCreath, D. R. (eds.) **Rock support in mining and underground construction**. Proceedings of the international symposium on rock support. Sudbury, Ontario, Canada 16 – 19 June 1992. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema. P. 367–376.

MOOSAVI, M.(2002). A laboratory test program to investigate bond capacity of rock bolts under different boundary conditions. In: Hammah, R., Bawden, W., Curran, J. & Telesnicki, M. (eds.) **Mining and tunneling innovation and opportunity**. Proceedings of NARMS-TAC 2002. Toronto, Canada, 7 – 10 July 2002. Toronto, University of Toronto Press. P. 447–455.

MOOSAVI.M (1997). Load distribution along fully grouted cable bolts based on constitutive models obtained from modified Hoek cells. **Mining Eng. Ph.D. Thesis. Ontario, Queen university**, 287p.

OHTSU M, SHIGEISHI M & CHAHROUR A.H (1995). AE identification and BEM prediction in pullout process of anchor bolt. In **Widmann, editor. Anchors in theory and practice**. Rotterdam: Balkema, pp 87.95.

REICHERT, R. D., BAWDEN, W. F. E HYETT, A. J.(1992). Evaluation of design bond strength for fully grouted cable bolts, **Bull. Can. Inst. Min. Metall.**, 85, 110–118.

SATOLA I. (2007) “The axial load-displacement behavior of steel strands used in rock reinforcement” **Doctoral Dissertation - Helsinki University of Technology** - Department of Civil and Environmental Engineering Rock Engineering.

SATOLA, I. & AROMAA, J. (2003). The corrosion of the rock bolts and the effect of the corrosion protection on the axial behaviour of cable bolts. **Proceedings of the 10th International congress on rock mechanics**, 8 – 12 September, Sandton City, South Africa. Johannesburg, the South African Institute of Mining and Metallurgy. P. 1039–1042.

SERRANO A. e OLALLA, C. (1999). Tensile resistance of rock anchors. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.** Vol 36: pp 449-474.

SPANG.K AND EGGER.P. (1990). Action of fully grouted bolts in jointed rock and factors of influence, **Rock mechanic and rock engineering**, 23, pp. 201-229.

SNYDER, W. V. (1983). Analysis of beam building using fully grouted roof bolts, **Int. Symp. on. Rock bolting**, Sweden, pp.246-255.

STILLBORG B. (1994). “Professional users handbook for rock bolting”. Suécia: **Trans Tech Publications**. 165p.

STILLBORG, B. (1990). Rockbolt and cable bolt tensile testing in a joint. **Research report. Luleå**, Sweden, Mining and geotechnical consultants, James Askew Associates. 19 p.

STILLBORG, B. (1984).. Experimental investigation of steel cables for rock reinforcement in hard rock. **Doctoral thesis**. Luleå University of Technology, Division of Rock Mechanics. Luleå, 1984. 127 p.

STJERN, G. AND MYRVANG, A. (1998). The influence of blasting on grouted rock bolts, **Journal of Tunnelling and underground space technology**, 13(1). pp.65-70.

- SWOBODA.G AND MARENCE.M. (1992). Numerical modelling of rock bolts in interaction with fault system, **Int.Sym. of Numerical modelling in Geomechanics**, pp.729-737.
- VILLAESCUSA E. e WRIGHT J. (1999). Reinforcement of underground excavation using the CT bolt. **Rock Support and Reinforcement Practice in Mining. Windsor and Thompson (eds)**. Balkema, Rotterdam, 1999
- VILLAESCUSA, E., SANDY, M. & BYWATER, S. (1992). Ground support investigations and practices at Mount Isa. In: P. Kaiser & D. McCreath (eds) **Rock support in mining and underground construction**. Proceedings of the international symposium on rock support. Sudbury, Ontario, Canada 16-19 June 1992. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema. P. 185–193.
- WINDSOR CR. (1997). Rock reinforcement systems, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech.** Abstrs., 34(6). pp.919-951.
- WINDSOR.C.R AND THMPSON.A.G. (1993). Rock reinforcement-technology, testing, design and evaluation. Comprehensive **Rock Engineering Principals, Practice and Projects (Ed.J.A.Hudson)**. V.4, pp. 451-484.
- YASSEIN.A, WAHAB.K AND PENG.S. (2004). 3D FEM simulation for fully grouted bolts, 23rd **International conference on ground control in mining**, West Virginia, pp.273-277.
- YAZICI, S. AND KAISER, P. K. (1992). Bond strength of grouted cable bolts, **Int. J. of Rock Mechanics and Min. Sci. & Geomech.** Abstrs, 29(3). pp.279-292.
- YU, T.Z. E LAPIN, C.J. (1983). “Behaviour of rock bolting as tunnelling support”. **Proc. of the international symposium on rock bolting**. Suécia. 28 – 2 Setembro. A.A.Balkema. Rotterdam. pag. 87-92.
- ZHEN-YU.T AND XIAN.C. (1983). Behaviour of rock bolting as tunnelling support, **Int. Symp. on Rock bolting**, Sweden, pp.273-278.