

**MARCELLO DUARTE MUSARRA**

**Análise de comportamento de estaca barrete embutida em rocha**

SÃO PAULO

2014

**MARCELLO DUARTE MUSARRA**

**Análise de comportamento de estaca barrete embutida em rocha**

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo  
para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Faiçal Massad

São Paulo

2014

**MARCELLO DUARTE MUSARRA**

**Análise de comportamento de estaca barrete embutida em rocha**

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo  
para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil

Área de Concentração: Engenharia  
Geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Faiçal Massad

São Paulo

2014

**CATALOGAÇÃO-NA-FONTE**

Aos meus filhos queridos, Rafael e Luiza.

## **Agradecimentos**

Gostaria de agradecer, em primeiro lugar, a Deus por toda força e energia. Em segundo lugar, gostaria de agradecer imensamente à orientação do prof. Dr. Faiçal Massad, por toda dedicação, avaliação, motivação e correção dos caminhos e interpretações ao longo desta pesquisa. Minha admiração tornou-se inenarrável.

Após esses dois agradecimentos especiais, eu gostaria de retribuir por palavras o imenso carinho de minha família, principalmente meus pais, pela dedicação de uma vida na minha formação, na minha cultura e na minha personalidade. Agradeço também aos meus amigos de mestrado Rafa, Fê, Norman, Gonçalo, Joao Paulo, Saulo, Ludemann, Patrícia, Veruska, Pedro, Giuliano, Jean, Daniel, Brian, e tantos outros. Agradeço aos incríveis, Joaquim e Antônio, responsáveis pelo funcionamento do laboratório de geotecnia da Poli, pela paciência e ensinamentos desses anos. Não posso me esquecer das simpáticas e competentes Gessi e Wandréa pela ajuda com todas as dúvidas ao longo do curso. Por fim, agradeço especialmente aos professores Faiçal, Maria Eugênia, Carlos Sousa Pinto e Massao, que dedicaram seu tempo em ensinar, em nos fazer evoluir, por mais que tenha sido difícil absorver tanto conhecimento em tão pouco tempo. Gostaria também de agradecer à Costa Fortuna Engenharia, em especial, o eng. Luiz Callandrelli e o Sr. Aldo Corda, pelo apoio e dados disponibilizados. Voltando ao início de tudo, na ocasião da admissão, gostaria de agradecer aos engenheiros Jeronymo e Edgar Odebrecht e o Sr. Valentin, pelas cartas de recomendação, e ao eng. Walter Iorio pela motivação.

Os agradecimentos nunca são muitos, pois para agradecer uma conquista, não há limites. Enfim, por todos os outros que não foram citados nesta nota, sintam-se abraçados e agradecidos por fazerem parte da minha carreira, da minha evolução, da minha vida.

## Resumo

Para proporcionar menores prazos e custos, o projeto de ampliação da sede da Petrobras, na cidade de Salvador, estado da Bahia, contemplou estacas barretes de grandes dimensões para grandes capacidades de carga. Porém, para atingir as cargas escolhidas, foi necessário embutir as estacas no topo rochoso. Portanto, foram projetadas estacas barretes embutidas em rocha, escavadas com hidrofresa. Esta pesquisa apresenta o estudo de duas provas de carga estáticas executadas em uma mesma estaca barrete teste embutida em rocha, a fim de proporcionar um melhor entendimento de seu comportamento, assim como os principais fatores que influenciam resistência e deformabilidade. Em março de 2012, foram realizadas duas provas de carga estáticas na mesma estaca barrete teste embutida em rocha. Os ensaios foram executados a partir das metodologias normativas NBR 12131 (2006) e NBR 6122 (2010), com carregamentos lento e rápido, respectivamente e subsequentemente. No primeiro ensaio (lento), aplicou-se a carga máxima de 12 MN, enquanto que no segundo (rápido), aplicou-se a carga máxima de 14 MN. Os dados obtidos nos ensaios, de acordo com a bibliografia utilizada, são pioneiros no Brasil, por se tratar da primeira estaca barrete embutida em rocha com utilização de hidrofresa, submetida à prova de carga de desempenho. A estaca foi instrumentada em profundidade, o que propiciou a avaliação da distribuição de carga nas camadas atravessadas. Foram realizadas comparações entre resultados obtidos da instrumentação e do topo, por meio do repique elástico. Além da avaliação e interpretação dos dados obtidos nos ensaios de provas de carga estáticas, esta pesquisa apresenta previsões de comportamento, com diferentes conceitos, para estacas embutidas em rocha, sem reação de ponta, com intuito de comparar seus resultados com os obtidos nos ensaios. Em conjunto com as previsões, foram apresentados métodos para estimativa de adesão lateral na interface da estaca com o maciço rochoso.

Palavras-chave: prova. de. carga. estática. estaca. barrete. rocha. hidrofresa.

## **Abstract**

To use high loads on foundations of the Petobras Headquarters, the designers chose the *barrette* pile with great dimensions and a few units compared with others types, to shorten the deadline and optimize costs. However, to reach these assumptions, it was necessary make the piles deeper than the soil strata, and, therefore, made a rock socket design. This research presents two static load tests study and analysis in the same *barrette* test pile, to forecast behavior and find resistance and strain influences. In March, 2012, two static load tests were made in the same barrette test pile located in Salvador Bahia, in Petrobras headquarters. The first essay was made according to a slow maintained test with 12 MN maximum compressive loads. The second essay was made immediately after, according to a quick load test and 14 MN maximum compressive loads. The data obtained from both tests, far as is known, were the first results on rock socket barrette pile in Brazil, using hydromill for the excavations in rock. The pile had depth instrumentation with expansible strain gages and an expanded polystyrene block below the cage, to make the tip useless. Beyond the data assessment and interpretation from static load tests, this research presents forecasting methods to only shear resistance rock socket piles, with the aim of comparison. Lastly but not least, side resistance empirical methods between pile and rock interface were presented.

Key words: rock. socket. pile. static. load. test. hydromill.



## Lista de ilustrações

FIGURA 1 – ACIDENTE PONTE RIO-NITERÓI E SURGIMENTO DO PRIMEIRO CABEÇOTE DE CONCRETO, PARA REAÇÃO COM TIRANTES, COM CAPACIDADE DE 10.000 kN (ALONSO, 1997). .....	23
FIGURA 2 - TÍPICO AMOSTRADOR PADRÃO PARA SONDAGENS SPT (NBR 6484, 2001). .....	28
FIGURA 3 – CICLO DAS ROCHAS (MENEZES & LIMA, 2012). .....	35
FIGURA 4 - COMPARAÇÃO VISUAL ENTRE GRANITO E BASALTO (TEIXEIRA <i>ET. AL.</i> , 2000) .....	37
FIGURA 5 - EXEMPLOS DE FORMAÇÃO DE ROCHAS SEDIMENTARES (MENEZES & LIMA, 2012). .....	39
FIGURA 6 – ARENITO E XISTO ARGILOSO COMPARADOS VISUALMENTE, ASSIM COMO O MINERAL QUARTZO (MENEZES & LIMA, 2012). .....	40
FIGURA 7 – INFLUÊNCIA DA ESCALA NA ANÁLISE DO MACIÇO ROCHOSO (HOEK & BROWN, 1980). .....	44
FIGURA 8 - DIFERENÇA ENTRE COMPORTAMENTOS FRÁGIL E DÚCTIL (HOEK & BROWN, 1980) E (MENEZES & LIMA, 2012). .....	45
FIGURA 9 - IRREGULARIDADES AO LONGO DE UMA DESCONTINUIDADE (FIORI & CARMIGNANI, 2009). .....	48
FIGURA 10 – PERFIS DE RUGOSIDADE PARA DETERMINAÇÃO DE JRC (BARTON, 1973). .....	50
FIGURA 11 – ILUSTRAÇÃO DO CÁLCULO DE RQD (HOEK <i>ET. AL.</i> , 1993). .....	52
FIGURA 12 – ESQUEMA TÍPICO DE MEDIÇÃO DE ESPAÇAMENTOS ENTRE FRATURAS BASEADOS NA OBSERVAÇÃO DE BLOCOS DE ROCHA (ISRM, 1978). .....	55
FIGURA 13 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO DE ADESÃO LATERAL, $F_s$ E FSI (LONG, 2000). .....	57
FIGURA 14 – SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS RMR (BIENIAWSKI, 1989). .....	61
FIGURA 15 - CORRELAÇÃO EMPÍRICA ENTRE $E_m/E_r$ E RQD, POR COON & MERRITT (1970). .....	63
FIGURA 16 - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS DE $E_m/E_r$ E RQD PROPOSTAS POR ZHANG & EINSTEIN (2000). .....	64
FIGURA 17 - TÍPICAS FUNDAÇÕES EM PONTES (CHEN & LIAN, 2000). .....	68
FIGURA 18 – DENOMINAÇÕES DAS ROCHAS BASEADAS NA TENSÃO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL (KULHAWY & PHOON, 1993). .....	70
FIGURA 19 – ESQUEMA TÍPICO DE UMA ESTACA EMBUTIDA EM ROCHA (KULHAWY <i>ET. AL.</i> , 2005). .....	72
FIGURA 20 – COMPORTAMENTO DA CURVA CARGA X RECALQUE DE UM EMBUTIMENTO COMPLETO EM ROCHA (KULHAWY <i>ET. AL.</i> , 2005) E COMPARATIVO ENTRE EMBUTIMENTO COMPLETO E APENAS RESISTÊNCIA DE ATRITO LATERAL (PELLS, 1999). .....	73
FIGURA 21 – COMPORTAMENTO DA INTERFACE ESTACA-ROCHA (JOHNSTON & LAM, 1989 <i>APUD</i> GANNON <i>ET. AL.</i> 1999). .....	74
FIGURA 22 - PROVA DE CARGA PARA EMBUTIMENTO EM ROCHA SEM PONTA À COMPRESSÃO (ESQ.) E TRAÇÃO (DIR.) (ROSENBERG & JOURNEAUX, 1976). .....	75
FIGURA 23 - TENTATIVA DE CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO DE ADESÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NÃO CONFINADA DA ROCHA (ROSENBERG & JOURNEAUX, 1976). .....	77
FIGURA 24 – CORRELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DAS JUNTAS JRC E OS ÂNGULOS DAS IRREGULARIDADES DA PAREDE DA ROCHA BARTON (1978, <i>APUD</i> WILLIAMS, 1980). .....	79
FIGURA 25 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM INTERFACES CONCRETO-CONCRETO E ROCHA-CONCRETO (WILLIAMS, 1980). .....	81
FIGURA 26 – VARIAÇÃO DAS TENSÕES CISALHANTES EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ NORMAL (WILLIAMS, 1980). ..	82

FIGURA 27 – VARIAÇÃO DO ÂNGULO DAS ASPEREZAS COM O CARREGAMENTO (A), FATOR DE REDUÇÃO DE ATRITO B (B) DEVIDO ÀS DESCONTINUIDADES DO MACIÇO ROCHOSO (WILLIAMS, 1980) E CURVAS NORMALIZADAS (C) DE TENSÃO CISALHANTE E MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ROCHA (ROWE & ARMITAGE, 1987).....	83
FIGURA 28 – CORRELAÇÕES ENTRE ADESÃO LATERAL E RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DE AMOSTRAS DE ROCHA (HORVATH, 1978). .....	87
FIGURA 29 – RELAÇÃO NORMALIZADA ENTRE ATRITO LATERAL E TENSÃO DE COMPRESSÃO DA ROCHA (ROWE & ARMITAGE, 1984).....	89
FIGURA 30 – CORRELAÇÕES DE ATRITO LATERAL E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ROCHA (CARTER & KULHAWY, 1988).....	90
FIGURA 31 - RELAÇÕES DE ATRITO LATERAL E COMPRESSÃO DA ROCHA OBTIDAS POR (KULHAWY & PHOON, 1993). .....	91
FIGURA 32 – CORRELAÇÃO ENTRE ADESÃO LATERAL E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NORMALIZADAS DAS ROCHAS (PRAKOSO, 2002). .....	92
FIGURA 33 – COMPORTAMENTOS PARA RESISTÊNCIAS POR ATRITO LATERAL (WILLIAMS <i>ET. AL.</i> , 1980).....	96
FIGURA 34 – FATORES A E B CORRELACIONADOS PARA SE ESTIMAR A RESISTÊNCIA DE ATRITO LATERAL A PARTIR DE RESISTÊNCIAS A COMPRESSÃO UNIAXIAL DAS ROCHAS (WILLIAMS <i>ET. AL.</i> , 1980).....	97
FIGURA 35 - PRINCÍPIOS DE NORMALIZAÇÃO PARA RESISTÊNCIA DE ATRITO LATERAL (WILLIAMS <i>ET. AL.</i> , 1980) .....	99
FIGURA 36 - VALIDAÇÃO DO MÉTODO COMPARANDO-O COM ANÁLISE DE ELEMENTOS FINITOS (WILLIAMS <i>ET. AL.</i> , 1980). .....	102
FIGURA 37 - ÁBACOS DE FATOR DE RECALQUES PELA ANÁLISE DE ELEMENTOS FINITOS (ROWE & ARMITAGE, 1987). .....	103
FIGURA 38 – TENSÕES ADMISSÍVEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS (CARTER & KULHAWY, 1988). .....	109
FIGURA 39 - CORRELAÇÕES ENTRE DESCONTINUIDADES, ESPAÇAMENTOS, RQD E REDUÇÃO DO MÓDULO ELÁSTICO DA ROCHA (CARTER & KULHAWY, 1988). .....	110
FIGURA 40 - CURVA TÍPICA CARGA X RECALQUE DE EMBUTIMENTO COMPLETO EM ROCHA (CARTER & KULHAWY, 1988).....	112
FIGURA 41 - ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DA DILATAÇÃO EM INTERFACE ROCHA-ESTACA CARTER & KULHAWY (1988). .....	115
FIGURA 42 - DESLOCAMENTO ELÁSTICO DE EMBUTIMENTO RESISTIDO APENAS POR ATRITO LATERAL (CARTER & KULHAWY, 1988).....	116
FIGURA 43 – INTERPRETAÇÃO DE CURVA CARGA X RECALQUE PARA ESTACAS SEM RESISTÊNCIA DE PONTA (CARTER & KULHAWY, 1988).....	120
FIGURA 44 - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS ENCONTRADAS POR (CARTER & KULHAWY, 1988). .....	121
FIGURA 45 - PRINCIPAIS TIPO DE SISTEMAS DE REAÇÃO PARA PCE À COMPRESSÃO (VELLOSO & LOPES, 2010). .....	125
FIGURA 46 - PRINCIPAIS DESENVOLVIMENTOS DE CARGA E RECALQUE NO TEMPO (VELLOSO & LOPES, 2010). .....	128

FIGURA 47 - TÍPICAS CURVAS OBTIDAS PARA CADA TIPO DE PROCEDIMENTO ADOTADO EM ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA (FELLENIIUS, 1975).....	137
FIGURA 48 - REPRESENTAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE INICIAL ( $E_{ci}$ ) (NBR 8522, 2008). ....	138
FIGURA 49 - INFLUÊNCIA DA INTENSIDADE E DURAÇÃO DO CARREGAMENTO NAS DEFORMAÇÕES DO CONCRETO (RÜSCH, 1960).....	140
FIGURA 50 - REPIQUE ELÁSTICO DE UMA ESTACA CRAVADA.....	144
FIGURA 51 - LEIS DE CAMBEFORT MODIFICADAS (MASSAD, 1995). ....	145
FIGURA 52 – MODELO MATEMÁTICO PROPOSTO POR MASSAD (1995) PARA INTERPRETAR DADOS DE PROVAS DE CARGA.....	146
FIGURA 53 – ATRITO LATERAL UNITÁRIO DESENVOLVIDO NO TRECHO 3-4 (MASSAD, 1995) .....	147
FIGURA 54 - ÁBACOS PARA DETERMINAÇÃO DE C (LEONARDS & LOVELL, 1979).....	149
FIGURA 55 - MAPA DO ALTO DE SALVADOR DEMOSTRANDO AS PARTES LESTE E OESTE, SEPARADAS PELA FALHA DO IGUATEMI (BARBOSA <i>ET. AL.</i> , 2005). ....	151
FIGURA 56 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA OBRA, GOOGLE MAPS (2013). ....	152
FIGURA 57 - PLANTA DE LOCAÇÃO DAS SONDAGENS MISTAS .....	153
FIGURA 58 – PERFIS DE SONDAGENS NSPT, SM 01 E SM 02. ....	153
FIGURA 59 - VALORES DE RQD (%) PLOTADOS EM PROFUNDIDADE.....	155
FIGURA 60 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL DA ROCHA EM PROFUNDIDADE. ....	155
FIGURA 61 - DETALHE DAS RODAS DE CORTE, DO SISTEMA ELETRÔNICO DE BORDO E DA RECICLADORA. ....	157
FIGURA 62 - BLOCO DE ISOPOR EPS NA PARTE INFERIOR DA ARMADURA.....	159
FIGURA 63 - CORTE TÍPICO DA ESTACA TESTE COM INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE COMPARADO À SONDAGEM SM 03, MAIS PRÓXIMA DO LOCAL. ....	161
FIGURA 64 - MODELO A-9 DE EXTENSÔMETRO REMOVÍVEL ILUSTRANDO A ÂNCORA DE PONTA (À FRENTE), ÂNCORAS INTERMEDIÁRIAS E HASTE CONECTORA. ....	162
FIGURA 65 - DETALHE DO POSICIONAMENTO DA INSTRUMENTAÇÃO DE TOPO E DO TUBO METÁLICO PARA COLOCAÇÕES DOS EXTENSÔMETROS A9.....	163
FIGURA 66 - SEÇÃO TÍPICA DO SISTEMA DE REAÇÃO (MEDIDAS EM M). ....	165
FIGURA 67 - CURVAS CARGA X RECALQUE ( $P_o \times Y_o$ ) DOS ENSAIOS LENTO (A) E RÁPIDO (B). ....	168
FIGURA 68 - ENCURTAMENTOS E DESLOCAMENTOS OBTIDOS PARA PONTA NOS ENSAIOS LENTO E RÁPIDO PELA INSTRUMENTAÇÃO A9. ....	169
FIGURA 69 - CURVAS CARGA NO TOPO $P_o$ X MICRO DEFORMAÇÃO PARA CADA TRECHO INSTRUMENTADO....	172
FIGURA 70 – CURVA $P_o$ X ME PARA O TRECHO 1-4 DO ENSAIO LENTO INDICANDO E.S IGUAL A 53 GN NO ÚLTIMO INCREMENTO DE CARGA.....	173
FIGURA 71 - VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE COM O AVANÇO DE DEFORMAÇÃO.....	175
FIGURA 72 - DIAGRAMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA E DESENVOLVIMENTO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO: CARREGAMENTO DO ENSAIO LENTO.....	177
FIGURA 73 – FUNÇÃO TRANSFERÊNCIA DE CARGA DO TRECHO EM SOLO (1-4): ENSAIO LENTO. ....	178
FIGURA 74 – ATRITO LATERAL DESENVOLVIDO NO EMBUTIMENTO DA ESTACA COM A ROCHA NO CARREGAMENTO (A) E NO DESCARREGAMENTO (B), INDICANDO ATRITO RESIDUAL EM TORNO DE +260 KPA. ....	179

FIGURA 75 – DIAGRAMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NO DESCARREGAMENTO DO ENSAIO LENTO, INDICANDO CARGA RESIDUAL NO TOPO DO EMBUTIMENTO DE, APROXIMADAMENTE, 3 MN. ....	180
FIGURA 76 - DIAGRAMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA E DESENVOLVIMENTO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO: CARREGAMENTO DO ENSAIO RÁPIDO. ....	181
FIGURA 77 - FUNÇÃO TRANSFERÊNCIA DE CARGA DO TRECHO EM SOLO (1-4): ENSAIO RÁPIDO. ....	182
FIGURA 78 - ATRITO LATERAL DESENVOLVIDO NO EMBUTIMENTO DA ESTACA NA ROCHA NO CARREGAMENTO (A) E DESCARREGAMENTO (B) DO ENSAIO RÁPIDO. ....	183
FIGURA 79 - DIAGRAMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NO DESCARREGAMENTO DO ENSAIO RÁPIDO, INDICANDO CARGA RESIDUAL NO TOPO DO EMBUTIMENTO DE, APROXIMADAMENTE, 3,4 MN. ....	184
FIGURA 80 - SEÇÃO TÍPICA DO MODELO UTILIZADO PARA COMPARAÇÃO DA CURVA CAGA X RECALQUE MEDIDA. ....	187
FIGURA 81 - LEIS DE CAMBEFORT MODIFICADAS PARA O ENSAIO LENTO.....	188
FIGURA 82 – PREVISÃO DE CURVA $P_o \times Y_o$ PELO MODELO DE MASSAD (1995 E 2001) NO ENSAIO LENTO....	191
FIGURA 83 - LEIS DE CAMBEFORT MODIFICADAS PARA O ENSAIO RÁPIDO. ....	192
FIGURA 84 - PREVISÃO DE CURVA $P_o \times Y_o$ PELO MODELO DE MASSAD (1995 E 2001) NO ENSAIO RÁPIDO. ....	195
FIGURA 85 - AJUSTES DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS NO DESCARREGAMENTO DO FUSTE E PONTA DA ESTACA (INSTRUMENTAÇÃO). ....	197
FIGURA 86 - CORRELAÇÃO ENTRE $Q_u$ E RQD. ....	200
FIGURA 87 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EM BASE DE DADOS DE (A) ROSENBERG & JOURNEAUX (1976), (B) WILLIAMS <i>ET. AL.</i> (1980) E (C) HORVATH (1978), PARA $Q_u = 35$ MPA.....	202
FIGURA 88 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EM BASE DE DADOS DE (A) CARTER & KULHAWY (1988) E (B) KULHAWY & PHOON (1993), PARA $Q_u = 35$ E 90 MPA. ....	203
FIGURA 89 - COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS EMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL, $Q_u = 35$ MPA.....	206
FIGURA 90 - COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS EMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL, $Q_u = 90$ MPA.....	206
FIGURA 91 - GRÁFICO DE CARGA X RECALQUE NO EMBUTIMENTO PARA OS ENSAIOS LENTO E RÁPIDO, INDICANDO A RIGIDEZ $S_1$ NA NOTAÇÃO DE CARTER & KULHAWY (1988). ....	210
FIGURA 92 – COMPARAÇÕES ENTRE MÓDULOS ELÁSTICOS DO MACIÇO ROCHOSO ESTIMADOS POR RMR COM PROPOSTAS DE SERAFIM & PEREIRA (1983) E BOYD (1993), FÓRMULA DE ROWE & ARMITAGE (1987) E MÉTODO DE CARTER & KULHAWY (1988) UTILIZANDO VALORES MEDIDOS NAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS.....	211
FIGURA 93 - CURVAS CARGA X RECALQUE NO TOPO DO EMBUTIMENTO, MODELO ELASTO-PLÁSTICO DE WILLIAMS <i>ET. AL.</i> (1980). ....	214
FIGURA 94 – DIMENSIONAMENTO DA ESTACA TESTE EMBUTIDA EM ROCHA SEM RESISTÊNCIA DE PONTA PELO MÉTODO DE CARTER & KULHAWY (1988), ENSAIO RÁPIDO. ....	216
FIGURA 95 – CURVA CARGA X RECALQUE PREVISTA, COM PARÂMETROS DO ENSAIO RÁPIDO, PELO MÉTODO DE CARTER & KULHAWY (1988). ....	217

## Lista de Tabelas

TABELA 1 – CLASSIFICAÇÃO DOS ESTADOS DE COMPACIDADE E CONSISTÊNCIA, CONFORME ÍNDICE NSPT (NBR 6484, 2001).....	29
TABELA 2 – INFLUÊNCIA DE PROPRIEDADES DO SOLO NO ÍNDICE NSPT (DÉCOURT, 2002). ....	30
TABELA 3 - CLASSIFICAÇÃO DAS ROCHAS QUANTO À POROSIDADE (CHIOSSI, 2013).....	34
TABELA 4 – PRINCIPAIS GRUPOS DE ROCHA (MENEZES & LIMA, 2012). ....	35
TABELA 5 - POROSIDADE TÍPICA EM DIFERENTES TIPOS DE ROCHA (CHIOSSI, 2013).....	36
TABELA 6 – DESCRIÇÃO DE ROCHAS METAMÓRFICAS MAIS COMUNS (MENEZES & LIMA, 2012). ....	42
TABELA 7 – CLASSIFICAÇÃO DO ÍNDICE RQD (DEERE <i>ET. AL.</i> , 1967).....	53
TABELA 8 – CLASSIFICAÇÃO DOS ESPAÇAMENTOS (ISRM, 1978).....	55
TABELA 9 – CORRELAÇÕES ENTRE RQD, FSI E J (TOMLINSON, 2008). ....	57
TABELA 10 - DADOS SOBRE ROCHAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT <i>APUD</i> CHIOSSI, 2013). ....	63
TABELA 11 – TÍPICAS CARGAS MÁXIMAS DE TRABALHO PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS INDIVIDUAIS (CHEN & LIAN, 2000).....	69
TABELA 12 - CLASSIFICAÇÃO PELA RUGOSIDADE DAS PAREDES DO FUSTE (PELLS <i>ET. AL.</i> , 1980) .....	106
TABELA 13 – FAIXA DE VALORES TÍPICOS DE PROPRIEDADES DE ROCHAS (KULHAWY, 1978 <i>APUD</i> CARTER & KULHAWY, 1988).....	111
TABELA 14 – DADOS TÉCNICOS DOS MODELOS DE HIDROFRESA DISPONÍVEIS NO MERCADO (CASAGRANDE GROUP, 2013). ....	158
TABELA 15 - PROPRIEDADES DO FLUIDO ESTABILIZANTE .....	160
TABELA 16 - COTAS DE REFERÊNCIA DA ESTACA .....	160
TABELA 17 - POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS .....	162
TABELA 18 – RESUMO DOS VALORES OBTIDOS NA INSTRUMENTAÇÃO: ENSAIOS LENTO E RÁPIDO .....	185
TABELA 19 – VALORES DE $P_o \times Y_o$ NO CARREGAMENTO DO ENSAIO LENTO .....	190
TABELA 20 - VALORES DE $P_o \times Y_o$ NO DESCARREGAMENTO DO ENSAIO LENTO .....	190
TABELA 21 - VALORES DE $P_o \times Y_o$ NO CARREGAMENTO DO ENSAIO RÁPIDO.....	193
TABELA 22 - VALORES DE $P_o \times Y_o$ NO DESCARREGAMENTO DO ENSAIO RÁPIDO .....	194
TABELA 23 – COMPARAÇÃO DE VALORES OBTIDOS ENTRE REPIQUE ELÁSTICOS E INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE PARA ENSAIO LENTO.....	199
TABELA 24 - COMPARAÇÃO DE VALORES OBTIDOS ENTRE REPIQUE ELÁSTICOS E INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE PARA ENSAIO RÁPIDO .....	200
TABELA 25 - RESUMO DE MÉTODOS EMPÍRICOS PARA ESTIMAR ATRITO LATERAL PARA ESTACAS EMBUTIDAS EM ROCHA .....	205
TABELA 26 – CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO DA ESTACA TESTE COM BASE NO SISTEMA RMR .....	208

## Lista de símbolos

$A_c$  – área de concreto (igual à seção transversal da estaca)

$A_{lr}$  – carga de atrito lateral no fuste da estaca

$A_s$  - área de aço

$B$  – diâmetro da estaca (no método de Carter e Kulhawy, 1988) ou parâmetro da primeira Lei de Cambeafort modificada

$c$  – intercepto coesivo, ou coesão / coeficiente de Leonards & Lovell (1979)

$c'$  – coesão efetiva

$C_2$  – *quake* do fuste, ou encurtamento elástico do fuste da estaca

$C_3$  – *quake* da ponta, ou encurtamento elástico do solo sob a ponta

$c_u$  – coesão não drenada

$D$  – diâmetro da estaca (ou comprimento no método de Carter e Kulhawy, 1988)

$e$  – número de Euler

$E_p$  – módulo elástico da estaca de concreto

$E_c$  – ver  $E_p$

$E$  – ver  $E_p$

$E_{ci}$  – módulo elástico tangente inicial do concreto

$E_{cs}$  – módulo elástico secante do concreto

$E_d$  – espaçamento médio das juntas ou fraturas

$E_i$  – módulo de elasticidade da rocha intacta

$E_m$  – módulo de elasticidade do maciço rochoso

$E_s$  – ver  $E_m$

$E_r$  – módulo de elasticidade da rocha intacta, porém alguns autores em suas notações originais podem referi-lo ao módulo do maciço rochoso.

$f$  – tensão de atrito lateral unitário

$f_s$  – ver  $f$

$F_c$  – fator de segurança de carga

$f_c$  – tensão de resistência atuante no concreto

$f_c'$  – ver  $f_c$

$f_{cd}$  – tensão de resistência característica do concreto, com fator de segurança 1,4

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto

FSI – frequência de juntas ou fraturas

$f_d$  – ver FSI

$f_E$  – fator de redução do módulo elástico da rocha

$F_p$  – fator de segurança de recalques

$f_{res}$  – tensão de atrito lateral unitário residual

FS – fator de segurança

$f_{se}$  – tensão cisalhante no regime elástico

$f_{sp}$  – tensão cisalhante no regime plástico

$f_{su}$  – tensão cisalhante (ou de atrito lateral) na ruptura

$f_T$  – fator de redução da tensão cisalhante de ruptura da rocha

$h'$  - profundidade de esgotamento do atrito lateral no fuste da estaca

$l_p$  – fator de influência de recalques

$l$  – ver  $l_p$

$j$  – fator de massa (maciço rochoso)

JCS – resistência à compressão simples das paredes da junta

JRC – coeficiente de rugosidade da junta

$J_v$  – soma do número de fraturas por unidade de comprimento ou índice volumétrico

$K_n$  – rigidez normal da rocha

$K_r$  – rigidez da estaca

$K_s$  – rigidez cisalhante da rocha

$L$  – comprimento da estaca ou do embutimento na rocha ou comprimento do testemunho de rocha

$N$  - número de golpes nos últimos 30 cm do ensaio de sondagem à percussão ou números de fraturas por metro de testemunho de rocha

$N_d$  - capacidade de carga estrutural da estaca (projeto)

NSPT – número de golpes nos últimos 30 cm do ensaio de sondagem à percussão

$p_a$  – pressão atmosférica

$P_h$  – carga residual

$P_h$  – carga residual da estaca

$P_o$  - carga no topo da estaca

$P_{o\_max}$  – carga máxima no topo da estaca

$q_a$  - ver  $q_u$

$q_b$  – tensão admissível na base da estaca (ponta)

$q_c$  - ver  $q_u$

$Q_t$  – carga no topo do embutimento com a rocha

$Q_c$  – ver  $Q_t$

$Q$  – ver  $Q_t$

$Q_d$  – carga de projeto

$Q_{fs}$  - carga na qual se inicia o deslizamento da interface

$q_p$  – tensão de reação de ponta fictícia

$Q_{pr}$  – carga de ruptura na ponta

$Q_{su}$  – carga de ruptura no topo do embutimento com a rocha

$q_u$  – resistência à compressão simples da rocha

$R$  - parâmetro da segunda Lei de Cambefort modificada

$R_p$  – tensão de ruptura na ponta da estaca

$R_{QD}$  – índice de qualidade da amostra de rocha ou do maciço rochoso

$R_{reb}$  - parâmetro da segunda Lei de Cambefort modificada (descarregamento)

$S$  – espaçamento das descontinuidades ou seção transversal da estaca ou deslocamento permanente (nega)

$S_1$  – inclinação da reta carga x recalque do embutimento na fase elástica

$S_2$  – inclinação da reta carga x recalque do embutimento na fase de deslizamento

$T_L$  - capacidade de carga do bulbo do tirante

$u_c$  – deslocamento radial da estaca (concreto)

$u_r$  – deslocamento radial do maciço rochoso



$w_c$  – recalque no topo do embutimento com a rocha (deslocamento vertical)

$w_r$  – deslocamento vertical do maciço rochoso

$y_1$  – deslocamento da estaca necessário para mobilizar todo atrito lateral

$y_o$  - recalque no topo da estaca

$y_{o\_max}$  – recalque máximo no topo da estaca

$\Delta_e$  – ver C2

$\rho_d$  – recalque de projeto

$\alpha$  – coeficiente de redução da resistência à compressão da rocha

$\alpha_E$  – razão entre módulo elástico do maciço rochoso fraturado e rocha intacta

$\beta$  – coeficiente de redução de atrito lateral devido ao maciço rochoso fraturado

$\delta_n$  – dilatação normal (deslocamento)

$\varepsilon$  – deformação axial

$\phi$  – ângulo de atrito

$\phi'$  – ângulo de atrito efetivo

$\phi_r$  – ângulo de atrito residual

$\lambda$  – rigidez relativa ao sistema estaca-solo

$\mu$  – fator de majoração devido à carga residual

$\mu\varepsilon$  – micro deformação axial

$\nu_c$  – coeficiente de Poisson da estaca

$\nu_r$  – coeficiente de Poisson da rocha

$\rho$  - recalque no topo da estaca ou no topo do embutimento

$\rho$  – repique elástico da estaca

$\rho_m$  – recalque admissível no topo do embutimento

$\sigma$  (topo, ponta, etc.) – tensão axial

$\sigma'_s$  - tensão de resistência característica do aço, com fator de segurança 1,15

$\sigma_c$  – ver  $q_u$

$\sigma_n$  – tensão normal ao plano da descontinuidade

$\sigma_r$  – tensão axial na rocha

$\tau$  – tensão cisalhante

$\psi$  – ângulo de dilatação na interface

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>24</b>
<b>3. METODOLOGIA E ESTRUTURA DO TEXTO.....</b>	<b>25</b>
<b>4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>27</b>
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS .....	27
4.1.1 <i>Ensaio à Percussão SPT (Standard Penetration Test)</i> .....	27
4.2 CARACTERIZAÇÃO DAS ROCHAS .....	32
4.2.1 <i>Introdução</i> .....	32
4.2.2 <i>Tipos de Rochas</i> .....	33
4.2.3 <i>Descontinuidades</i> .....	43
4.2.4 <i>Classificação de maciços rochosos</i> .....	50
4.3 ESTACAS DE CONCRETO EMBUTIDAS EM ROCHA ( <i>ROCK SOCKET PILES</i> ) .....	64
4.3.1 <i>Introdução</i> .....	64
4.3.2 <i>Comportamento geral e de adesão lateral na interface rocha-estaca</i> .....	72
4.3.3 <i>Métodos empíricos para estimar adesão lateral em estacas embutidas em rocha</i> .....	85
4.4 MÉTODOS PARA PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE ESTACAS EMBUTIDAS EM ROCHA .....	93
4.4.1 <i>Método de Williams et. al. (1980)</i> .....	93
4.4.2 <i>Método de Rowe &amp; Armitage (1987)</i> .....	102
4.4.3 <i>Método de Carter &amp; Kulhawy (1988)</i> .....	107
4.5 PROVA DE CARGA ESTÁTICA .....	123
4.5.1 <i>Introdução e conceitos</i> .....	123
4.5.2 <i>Sistema de reação</i> .....	124
4.5.3 <i>Tipos de Carregamento</i> .....	127
4.5.4 <i>Variação do módulo elástico de estacas de concreto com a influência do tipo de carregamento</i> .....	138
4.5.5 <i>Modelo de Massad (1995) para interpretar provas de carga</i> .....	143
<b>5. ESTUDO DE CASO: PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA BARRETE EMBUTIDA EM ROCHA .....</b>	<b>150</b>

5.1 INTRODUÇÃO.....	150
5.2 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA .....	151
5.3 PREMISSAS, DADOS DA ESTACA, INSTRUMENTAÇÃO E SISTEMA DE REAÇÃO .....	156
5.3.1 <i>Premissas de projeto e do ensaio de prova de carga estática</i> .....	156
5.3.2 <i>Hidrofresa</i> .....	156
5.3.3 <i>Dados da Estaca</i> .....	158
5.3.4 <i>Instrumentação</i> .....	161
5.3.5 <i>Sistema de Reação</i> .....	163
5.4 EXECUÇÃO E DADOS OBTIDOS DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA .....	166
5.4.1 <i>Execução das Provas de Carga Estáticas</i> .....	166
5.4.2 <i>Dados obtidos</i> .....	167
5.5 RESULTADOS E INTERPRETAÇÕES.....	170
5.5.1 <i>Introdução</i> .....	170
5.5.2 <i>Análise pela instrumentação em profundidade</i> .....	171
5.5.3 <i>Análise pelo modelo de Massad (1995 e 2001)</i> .....	186
5.5.4 <i>Comparação entre dados do topo e instrumentação</i> .....	195
5.5.5 <i>Considerações sobre a resistência à compressão uniaxial de amostras (<math>q_u</math>), adesão lateral da interface estaca-rocha (<math>f_s</math>) e módulo elástico do maciço rochoso (<math>E_m</math>)</i> .....	200
5.6 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO NA ESTACA BARRETE TESTE.....	212
5.6.1 <i>Método de Williams et. al. (1980)</i> .....	212
5.6.2 <i>Método de Rowe &amp; Armitage (1987)</i> .....	215
5.6.3 <i>Método de Carter &amp; Kulhawy (1988)</i> .....	215
<b>6. CONCLUSÕES .....</b>	<b>219</b>
6.1 ANÁLISE DOS DADOS DAS PCE .....	219
6.1.1 <i>Deslocamentos revelados pela instrumentação do topo da estaca</i> .....	219
6.1.2 <i>Encurtamentos revelados pela instrumentação em profundidade</i> .....	220
6.1.3 <i>Transferência de carga revelada pela instrumentação em profundidade</i>	221
6.1.4 <i>Interpretação pelo modelo de Massad (1995 e 2001)</i> .....	221
6.1.5 <i>Interpretação do módulo elástico do maciço rochoso, <math>E_m</math></i> .....	222
6.2 COMPARAÇÕES COM OS MÉTODOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO.....	223
6.2.1 <i>Método de Williams et. al. (1980)</i> .....	224

6.2.2 Método de Rowe & Armitage (1987) .....	224
6.2.3 Método de Carter & Kulhawy (1988) .....	225
6.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	225
6.4 PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS .....	226
<b>7. REFERÊNCIAS.....</b>	<b>227</b>
<b>ANEXO A – EXECUÇÃO E MONTAGEM DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA ...</b>	<b>237</b>
<b>ANEXO B – CANTEIRO DE OBRAS .....</b>	<b>241</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Esta pesquisa apresenta um estudo de duas provas de carga estáticas, instrumentadas em profundidade, e executadas em uma mesma estaca barrete teste embutida em rocha, subsequentemente, a fim de apresentar um melhor entendimento de seu comportamento e expor os principais fatores que influenciam resistência e deformabilidade. Serão apresentados, de forma geral: os dados obtidos em campo de cargas e deslocamentos, assim como as curvas cargas-recalque correspondentes; encurtamentos da estaca; avaliação da transferência de carga em profundidade; carga residual gerada por meio do carregamento subsequente; valores de atrito lateral mobilizados nas interfaces estaca-solo e estaca-rocha.

Com os dados obtidos nos ensaios, realizou-se o estudo e interpretação do módulo elástico da estaca e do maciço rochoso. Aplicaram-se dois métodos de previsão de comportamento que foram comparados às curvas carga x recalque medidas. Ademais, os valores de atrito mobilizados nas interfaces estaca-solo e estaca-rocha foram comparados a métodos da literatura que buscam prever a ruptura desse atrito.

No estudo de fundações de estacas embutidas em rocha, as deformações (recalques) possuem especial importância, principalmente pelos poucos casos com a ruptura deste tipo de fundação. Por tais razões, autores como Rowe & Armitage (1987), Carter & Kulhawy (1988) e Pells (1999) afirmaram que o dimensionamento desse tipo de fundação, para estruturas em geral, é governado por critérios de recalques admissíveis fixados em cada caso de estudo.

As fundações profundas são definidas pela norma brasileira NBR 6122 (2010) como elementos que transmitem carga ao terreno pela base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência de fuste) ou por combinação de ambos, devendo a ponta da estaca estar apoiada em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, a 3 m de profundidade.

Há diversos métodos para se estimarem resistência de ponta e atrito em solos de variados tipos, por exemplo, através de correlações empíricas em uma enorme base de dados de provas de carga. Já para estacas embutidas em rocha, a base de dados é, principalmente, estrangeira. No Brasil, provas de carga foram executadas

apenas em estacas circulares, tipo raiz, ou de grande diâmetro, em obras *off-shore*, com resultados raramente publicados. Portanto, aparentemente, essa é a primeira prova de carga estática realizada em estaca barrete (seção retangular) embutida em rocha no Brasil, na sede da Petrobras, na cidade de Salvador, na Bahia.

Estudar e analisar a capacidade de carga de uma estaca embutida em rocha requer descobrir como a interface estaca-rocha comporta-se, principalmente no fuste. Com as ferramentas e tecnologias disponíveis atualmente, simplesmente aprofundar o embutimento até que se atinja a rocha sã ou utilizar fatores de segurança muito conservadores, não são as únicas opções. É possível e plausível executar projetos em rochas alteradas, desde que respeitados os fatores de segurança, pois certamente, os custos serão bem menores. Carter & Kulhawy (1988) afirmaram que em maciços rochosos competentes (baixa compressibilidade, alta resistência axial e pouca ou nenhuma descontinuidade) o comportamento é governado principalmente pela parte estrutural, bastando aplicar os critérios de recalque limitantes desse dimensionamento. Alguns projetos acabam por desconsiderar o estrato menos resistente e definir determinados comprimentos conservadores em rocha sã. Entretanto, é difícil quantificar a qualidade do maciço rochoso, o que acaba tornando muitas vezes as premissas e parâmetros conservadores.

Tão importantes quanto os ensaios de caracterização e reconhecimento do subsolo são os ensaios que visam verificar o desempenho das fundações submetidas aos carregamentos de projeto, ou seja, a execução de provas de carga. Neste sentido, na prática, a proporção de execução de tais ensaios em estacas embutidas em rocha é ainda mais escassa. A partir das provas de carga, é possível estabelecer com maior segurança o nível de carga suportado pelo terreno (ou rocha), bem como verificar o nível de recalque a ser imposto à futura estrutura, quando carregada.

Assim, de posse dos resultados, é possível desenvolver projetos mais realistas e, em última análise, mais econômicos. As fundações embutidas em rocha, apesar de frequentemente utilizadas no Brasil, representam um tema de pesquisa pouco estudado no país. O nível de incerteza no uso deste tipo de fundação no Brasil, pelo pouco conhecimento desenvolvido, leva a projetos superdimensionados, em que a resistência da rocha utilizada é consideravelmente inferior àquela que pode ser

efetivamente mobilizada. O desenvolvimento e a realização de provas de carga têm tentado minimizar essa deficiência.

De acordo com Massad (1985), o primeiro ensaio provável de prova de carga no Brasil foi executado em 1936, sobre uma estaca Franki, nas fundações da Estação da Estrada Ferroviária Noroeste, em Bauru. Para o sistema de reação, foram utilizadas outras duas estacas Franki, que distavam 1,70 m do eixo. Não há referências de diâmetro nem do comprimento da estaca, mas o resultado medido foi publicado e lembrado por Massad (1985). Há uma dúvida sobre outra prova de carga realizada no Rio de Janeiro, na “Sede Casa Publicadora Baptista do Rio de Janeiro”, que teria sido executada em 1935, porém os primeiros registros desse ensaio no Rio de Janeiro surgem, somente, a partir de 1942, segundo Alonso (1997).

O início da normatização das provas de carga estáticas no Brasil originou-se em 1945, durante a 6ª reunião da ABNT, ocasião na qual o eng. Costa Nunes apresentou uma proposta denominada “Normas para prova de carga em estacas”. Este trabalho tornou-se, em 1951, a ABNT NB-20, norma regulamentar desse ensaio apenas com carregamento lento. A partir de então, a norma sofreu revisões em 1977, 1986, 1992 (quando recebeu a denominação NBR 12131) e, por último, em 2006.

Até a década de 60, os sistemas de reação eram do tipo “cargueira”: colocava-se peso em uma plataforma que transferia a carga para a estaca. As cargueiras podiam ser caixões de areia, chapas de aço, perfis metálicos, etc., com carga média de ensaio de 3000 kN. As estacas escavadas com lama bentonítica e estacas barretes surgiram apenas a partir da década de 70, e possibilitaram maiores capacidades de carga; portanto, exigiram melhorias do sistema de reação. Só a partir da década de 70, começaram a se utilizar tirantes, com certa frequência, para aumentar a capacidade de aplicação de carga nos ensaios. Isso, de fato, consolidou-se a partir do acidente ocorrido numa prova de carga estática realizada na ponte Rio-Niterói, em 1970, sobre tubulão para 20.000 kN. O sistema de reação utilizado consistia em 34 tubos metálicos de 22 m de altura, colocados sobre uma plataforma de concreto. As cargas eram aplicadas preenchendo-se os tubos com água. Porém, faltando o preenchimento do último tubo, o sistema entrou em colapso, matando três



engenheiros e cinco operários. Por esse motivo, surgiu no Brasil o primeiro cabeçote de concreto com capacidade para 10.000 kN, com tirantes na reação, conforme ilustrado na figura 1.

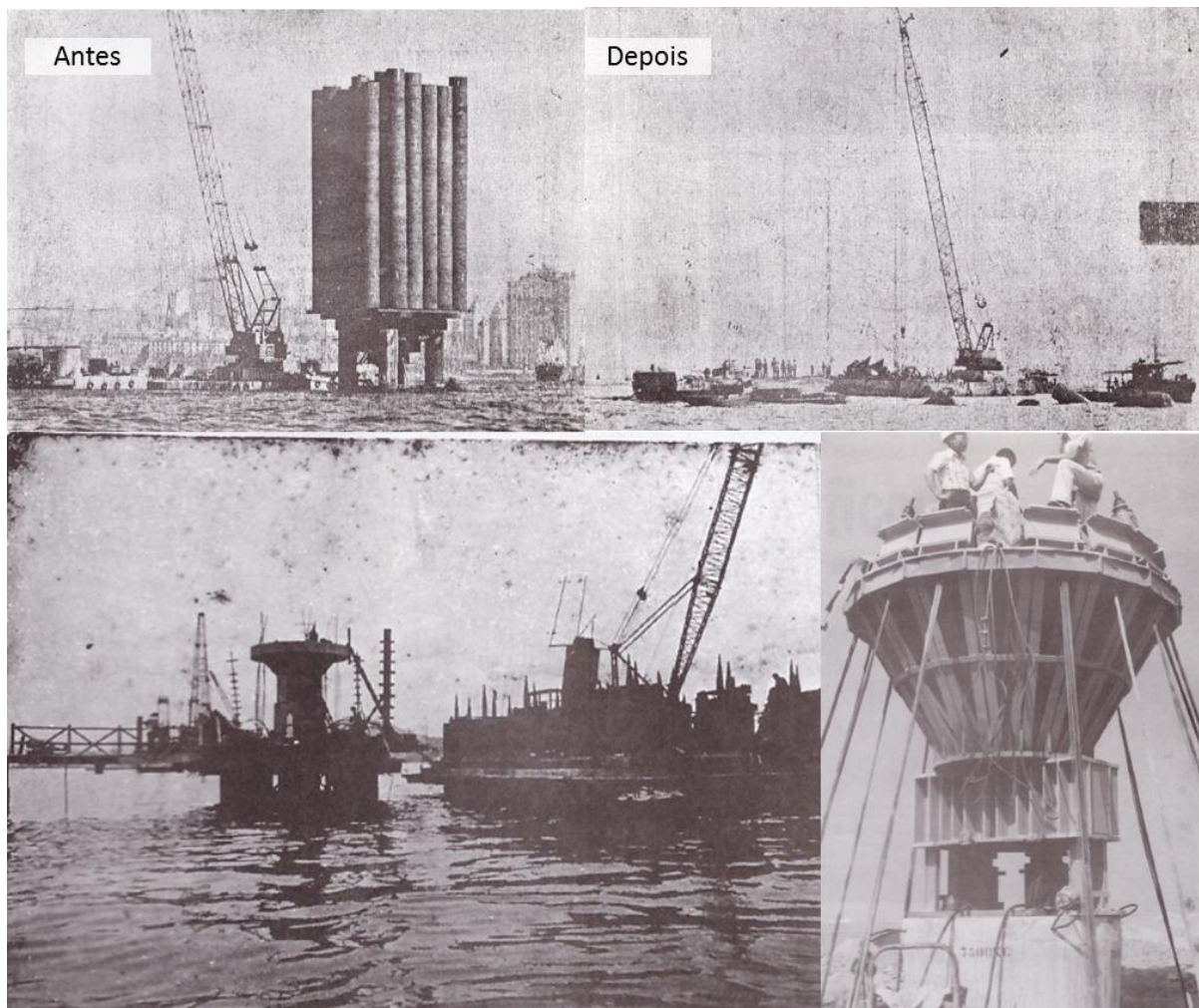


Figura 1 – Acidente Ponte Rio-Niterói e surgimento do primeiro cabeçote de concreto, para reação com tirantes, com capacidade de 10.000 kN (ALONSO, 1997).

Remetendo-se recentemente ao encontro de fundações promovido pela Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, sob o tema de provas de carga e com diversas palestras dos melhores engenheiros de nosso país, reproduz-se aqui uma frase ilustrada pelo eng. Luciano Décourt:

“Na engenharia geotécnica, assim como em qualquer área do conhecimento humano, qualquer que seja o assunto, há muito mais controvérsias do que consenso...Entretanto, há consenso absoluto de que a melhor e mais confiável maneira de se avaliar a capacidade de carga de qualquer fundação é através de provas de carga” (DÉCOURT, 2013)

Por fim, entende-se a importância desta pesquisa em função do tema e dos dados obtidos nos ensaios realizados. A divisão dos tópicos, assim como uma descrição sumária dos mesmos, será apresentada no capítulo da Metodologia.

## **2. OBJETIVOS**

Esta dissertação possui dois objetivos específicos:

- Analisar os dados obtidos em duas provas de carga estáticas executadas em uma mesma estaca barrete teste, a fim de medir resistências de atrito lateral nas interfaces estaca-solo e estaca-rocha, por meio de instrumentações de topo e profundidade;
- Comparar os resultados obtidos nas provas de carga estáticas com os métodos de previsão de comportamento de estacas embutidas em rocha, sem resistência de ponta.

Complementando-se os objetivos específicos, também fazem parte desta pesquisa:

- Proporcionar melhor entendimento do comportamento de uma estaca embutida em rocha, com pesquisa e resumo de métodos empíricos, para estimar resistência de atrito lateral na interface estaca-rocha;
- Identificar critérios de ruptura e desenvolvimento de resistências;
- Identificar fases do comportamento de estacas comprimidas axialmente, resistidas apenas por atrito lateral;
- Identificar critérios para a classificação dos maciços rochosos, a fim de se obter ou estimar parâmetros mais realistas.

### 3. METODOLOGIA E ESTRUTURA DO TEXTO

O desenvolvimento da dissertação foi dividido em três níveis de trabalho principais:

- Revisão Bibliográfica;
- Estudo de caso: Análise, descrição e execução das provas de carga em campo;
- Análise dos resultados, interpretações e conclusões.

Portanto, a divisão desta pesquisa respeitou a seguinte estruturação:

- Introdução

Descreve a importância da pesquisa para a geotecnia no Brasil, assim como define o objeto e os principais trabalhos realizados. Também é apresentado um breve histórico de provas de carga estáticas no país.

- Objetivos

Destacam-se tanto os objetivos específicos, propostos no início da pesquisa, assim como os seus complementares.

- Revisão Bibliográfica

Fornece embasamento teórico e histórico para a realização dos ensaios de provas e carga estáticas, e interpretação dos resultados obtidos. Inicia-se com uma breve definição e caracterização de solos, passando-se à descrição da caracterização das rochas e a influência de descontinuidades e classificações existentes para os maciços rochosos. Com as informações estabelecidas, inicia-se a abordagem do comportamento de estacas embutidas em rocha, com foco na resistência de atrito lateral, descrevendo-se os diversos métodos de correlações empíricas existentes na literatura. Por consequência, busca-se, a partir desse ponto, entender de uma forma mais conceitual como se desenvolve a resistência por atrito lateral de uma estaca embutida em rocha, e não apenas seu valor de ruptura. Portanto, apresentam-se métodos de previsão de comportamento para estacas semelhantes às condições da estaca-teste estudada nesta pesquisa. Mantém-se o foco na resistência por atrito lateral, apesar das previsões poderem atribuir situações mais complexas de

carregamento e resistência. Após apresentação desses conceitos, inicia-se uma breve comparação entre métodos de execução de ensaios de prova de carga estática e principais métodos de carregamento. Neste ponto, também apresentam-se métodos utilizados para interpretações no estudo de caso do módulo elástico da estaca e capacidades de carga.

- Estudo de caso

Nesta seção aborda-se sobre o perfil geológico-geotécnico encontrado no local da estaca-teste, assim como as principais premissas de projeto e execução das provas de carga estáticas. Também, faz-se uma breve comparação às premissas do projeto principal. Nesse contexto, o método executivo de embutimento da estaca na rocha tem um capítulo especial. A partir daí, inicia-se a apresentação dos dados obtidos e das análises e interpretações desses dados, sejam elas do topo ou da instrumentação em profundidade. Por fim, aplicam-se os métodos de previsão de comportamento referenciados na literatura, para a estaca teste embutida em rocha.

- Conclusão

São apresentados os resultados obtidos nos ensaios e sua interpretação, assim como parâmetros e hipóteses simplificadoras adotadas nas análises. Adicionam-se à conclusão possíveis continuidades dessa pesquisa e campos de aplicação.

- Referências

Nesta seção, identificam-se todas as referências utilizadas para elaboração desta pesquisa.

- Anexos

Ilustram-se, nesta seção, fotos da execução dos ensaios de prova de carga estática, com suas particularidades em detalhe citadas no corpo do texto, e fotos em geral da obra.

## 4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 4.1 Caracterização dos solos

#### 4.1.1 Ensaio à Percussão SPT (*Standard Penetration Test*)

Sem dúvida, o SPT é o ensaio *in situ* mais difundido e utilizado no Brasil para investigações geotécnicas iniciais ou, em muitas dessas vezes, a única informação da qual o projetista dispõe para dimensionar fundações, contenções ou afins.

Há diversas empresas que executam esse serviço no Brasil, porém, além de existir variabilidade intrínseca no processo de execução, a influência da mão-de-obra e *know how* de cada empresa, até mesmo do profissional que a utiliza, implica em grandes diferenças nos resultados. Há uma tendência de padronização no processo, principalmente devido à tecnologia existente hoje em dia. Mesmo que haja uma grande mobilização das associações da área, como ABMS, em buscar um “selo de qualidade” na execução, tornando a norma respeitada, sabe-se que a concepção do ensaio não permite este padrão. Ainda que todas as etapas sejam cumpridas, detalhes operacionais, intrínsecos ao processo, fazem muita diferença nos resultados.

O ensaio SPT origina-se do termo em inglês *Standard Penetration Test* e consiste na associação entre amostragem de solo e penetração dinâmica, o que infere resistência do solo ao longo da profundidade perfurada. Para Décourt (2002), no ensaio de sondagem, busca-se:

- Identificar camadas e tipo de solo atravessado, pela retirada de amostras deformadas;
- Saber a resistência “N” oferecida pelo solo a cada metro perfurado;
- Saber a posição dos níveis de água;

Com o surgimento do torquímetro, Décourt & Quaresma Filho (1991) afirmam que é possível medir o momento torsor necessário para vencer o atrito lateral do amostrador com o solo.

A norma brasileira que padroniza esse ensaio é a NBR 6484 (2001) e o amostrador padrão com diâmetro externo de  $50,8 \pm 2$  mm e diâmetro interno de  $34,9 \pm 2$  mm,

composto por cabeça, corpo e bico, é indicado na figura 2. Na cabeça, são necessários dois orifícios laterais para saída da água e do ar, bem como uma válvula constituída por esfera de aço recoberta de material inoxidável. Tanto no corpo quanto no bico, a forma retilínea deve ser perfeita, isenta de amassamentos, ondulações, dentes, estriamentos, rebordos ou qualquer deformação que altere a seção e rugosidade superficial. O corpo pode ser bipartido longitudinalmente ou não.

Para execução dos golpes, é utilizada a cabeça de bater que deve ser constituída por tarugo de aço de  $83 \pm 5$  mm de diâmetro,  $90 \pm 5$  mm de altura e massa nominal entre 3,5 kg e 4,5 kg assim como um martelo padronizado composto por uma massa de ferro de forma prismática ou cilíndrica, tendo encaixado, na parte inferior, um coxim de madeira dura (peroba rosa ou equivalente), perfazendo um total de 65 kg. Podem-se utilizar dois tipos de martelo: maciço e vazado.

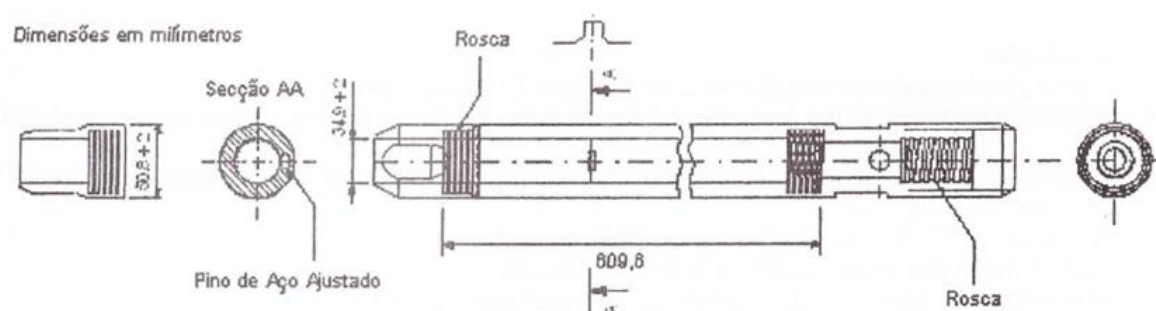


Figura 2 - Típico amostrador padrão para sondagens SPT (NBR 6484, 2001).

Os furos de sondagem à percussão geralmente são indicados com as siglas SP antes da numeração. Quando necessário mais de um furo na mesma posição (em função de interferências, por exemplo), adota-se em geral identificação alfabética: A, B, C, e assim por diante. Os furos são marcados com piquete para identificação visual no campo. O procedimento do ensaio é padronizado pela NBR 6484 (2001).

A cada metro de perfuração, a partir de 1 m de profundidade, devem ser colhidas amostras dos solos por meio do amostrador-padrão, com execução de SPT, conforme as seguintes etapas:

- Não ocorrendo penetração igual ou maior do que 45 cm, prossegue-se a cravação do amostrador-padrão até completar os 45 cm de penetração, por meio de impactos sucessivos do martelo padronizado, caindo livremente de

uma altura de 75 cm; anota-se, separadamente, o número de golpes necessário à cravação de cada segmento de 15 cm do amostrador-padrão;

- Frequentemente, não ocorre a penetração exata dos 45 cm, bem como de cada um dos segmentos de 15 cm, com certo número de golpes. Na prática, registra-se o comprimento penetrado (por exemplo, 3/17, três golpes para a penetração de 17 cm);
- A elevação do martelo até a altura de 75 cm, marcada na haste-guia, é feita normalmente por meio de corda flexível, de sisal, com diâmetro de 19 mm a 25 mm, que se encaixa na roldana da torre;
- O ensaio avanço da perfuração por circulação de água deve ter duração de 30 min, devendo-se anotar os avanços do trépano obtidos em cada período de 10 min.

A compacidade e resistência das amostras, para fundações, foram classificadas na norma NBR 6484 (2001) e estão apresentadas na tabela 1.

Tabela 1 – Classificação dos estados de compacidade e consistência, conforme índice NSPT (NBR 6484, 2001).

<b>Solo</b>	<b>Índice de Resistência à Penetração NSPT</b>	<b>Designação</b>
Areias e Siltes Arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e Siltes Argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

A grande questão histórica desse ensaio é a relação intrínseca entre procedimento executivo e operação em campo. Muita variação de valores pode ser encontrada para o mesmo local, substituindo-se apenas a equipe, utilizando-se os mesmos procedimentos. Logo, apesar de não se medir diretamente a eficiência desse ensaio, alguns trabalhos, como o de Décourt (2002), indicaram que essa eficiência pode ser avaliada, desde que se saiba como o ensaio foi executado.

Dessa forma, é possível transformar os valores medidos de NSPT para valores correspondentes à eficiência padrão de 60%, ou seja, para “N60”. Assim, diversos ensaios realizados ao redor do mundo, de diferentes maneiras, poderiam ser normalizados e comparados. De modo geral, existe ainda (desde 1988) o Procedimento Internacional de Referência para o SPT (IRTP - *International Reference Test Procedure*), elaborado pela ISSMFE (*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*).

Desse modo, a energia de referência de 60% é utilizada para normalizar os ensaios realizados com variadas energias. Sua correlação permite a comparação entre os ensaios realizados ao redor do mundo. No Brasil, a energia efetiva do ensaio, de acordo com a norma NBR 6484 (2001), é de 72%. Além disso, essa energia é dependente de tipos de materiais e acessórios utilizados. Procedimentos e detalhes executivos que não sejam feitos conforme a norma podem gerar valores distintos e influenciar diretamente a qualidade do resultado. As condições e propriedades do solo também interferem diretamente no resultado do ensaio e, para solos arenosos, a tabela 2, a seguir, exemplifica alguns desses efeitos:

Tabela 2 – Influência de propriedades do solo no índice NSPT (DÉCOURT, 2002).

<b>Propriedades</b>	<b>Influência</b>	<b>Autores</b>
Índice de vazios	A redução no índice de vazios provoca aumento em “N”	Terzaghi & Peck (1948), Gibbs & Holtz (1957), Sousa Pinto (1966), Holubec & D’Appolonia (1973)
Tamanho médio das partículas em areias não uniformes	“N” aumenta com o tamanho médio das partículas	Schultzel & Menzenbach (1961), Souza Pinto (1966), DIN 4094 (1974), Clayton & Dikran (1982)



Coeficiente de não conformidade (CNU)	Areias uniformes apresentam menores valores de “N” do que areias bem graduadas	Souza Pinto (1966), DIN 4094 (1974)
Formato dos grãos	O aumento da angularidade dos grãos provoca aumento em “N”	Souza Pinto (1966), Holubec & D’Appolonia (1973), DIN 4094 (1974)
Porosidades	Areias finas densas tendem a dilatar gerando pressões neutras negativas e aumentando os valores de “N”. Areias finas fofas tendem a contrair gerando pressões neutras positivas e reduzindo os valores de “N”	Terzaghi & Peck (1948), Bazaraa (1967), de Mello (1967), Rodin et.al. (1974), Clayton & Dikran (1982), Décourt (1998)
Cimentação	A cimentação aumenta os valores de “N”	DIN 4094 parte 2 (1974)
Nível de tensão	Praticamente não afeta “N”	Houlsby & Hitchman (1987), Parkin (1988), Jamiolkowski et. al. (1988)
Pré-adensamento e/ou pré-compressão com aumento de $K_0$	Um aumento de $K_0$ provoca um aumento em “N”	Parkin (1986)
Envelhecimento (ageing)	“N” aumento com a idade do depósito	Denisov et. al. (1961-1963), Mitchell & Solymar (1984), Mitchell (1986), Tokimatsu (1986), Skempton (1986), Décourt (1988-1989)

Por fim, o ensaio SPT é muito difundido no Brasil, sendo o avanço no uso do torquímetro uma perspectiva, pois ainda não se tornou uma realidade diária. Existem diversos trabalhos sobre como empregar os valores de torque obtidos no ensaio SPT-T (“T” indicando medidas de torque) para caracterizar a resistência dos solos, como os realizados por Ranzine (1988) e Décourt & Quaresma Filho (1991).

## 4.2 Caracterização das rochas

### 4.2.1 Introdução

Por definição de Teixeira *et. al.* (2000) rochas são produtos consolidados da união natural de minerais. O estudo de engenharia das rochas é atribuído geralmente aos tempos modernos, porém, já é assunto antigo. Hoek (2007) apontou que há pesquisas nesta área desde 1773, ocasião na qual Coulomb publicou um artigo com ensaios executados em rochas. Desde então, a construção do canal do Panamá, iniciada em 1884 por engenheiros franceses e assumida pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (Corpo Militar de Engenheiros dos Estados Unidos) em 1908, obteve 60 rupturas e/ou escorregamentos entre 1910 e 1964. Lutton, Banks & Strohm (1979) publicaram um artigo no qual demonstraram que as rupturas ocorriam principalmente devido às descontinuidades existentes no maciço rochoso e que os conceitos de engenharia de rochas, até aquele período, eram bem aplicáveis às análises de ruptura.

Em seu livro, Hoek (2007) comenta que Josef Stini iniciou atividades de ensino acadêmico de Tecnologia de Geologia em 1920, na Universidade Técnica de Viena (Áustria) e, antes de morrer, em 1958, publicou 333 trabalhos entre artigos e livros. O periódico *Rock Mechanics* (Mecânica das Rochas), originalmente denominado *Geologie und Bauwesen*, também foi fundado por Josef Stini. O trabalho de Muller (1979, *apud* HOEK, 2007) confirmou Josef Stini como um dos pioneiros em mecânica das rochas a estudar e enfatizar a importância das descontinuidades no comportamento do maciço rochoso nos problemas de engenharia.

Dois acidentes históricos de ruptura de barragens, descritos por Hoek (2007), fizeram com que os estudos da engenharia de rochas e de geologia fossem intensificados, originando cursos e disciplinas acadêmicas específicas para formar profissionais denominados “engenheiros de rochas”. O primeiro acidente, em dezembro de 1959, consistiu na ruptura da barragem de concreto de Malpasset, na França, resultando na morte de 450 pessoas. O segundo, em outubro de 1963, resultou de um deslizamento de um maciço rochoso que confinava uma barragem em Longarone, cidade da província de Belluno, região noroeste da Itália, e uma

onda de mais de 100 m de altura ocasionou a submersão da cidade à jusante e morte de mais de 2.000 pessoas.

No acidente de Longarone, simultaneamente ao enchimento do reservatório denominado Vajont, a submersão gradual do maciço rochoso adjacente à Montanha “Toc” provocou sua ruptura completa. O acidente ocorreu de forma muito rápida, gerando a onda mencionada e o desastre. Hoek (2007) relembra que não houve prejuízos à barragem.

A partir de então, os estudos mecânicos de rochas e engenharia de rochas intensificaram-se e produziram muitos dados e métodos de análise de comportamento de massas rochosas, propriedades dos materiais, classificação e resistência.

Até aquele momento, nos países de língua inglesa, principalmente em trabalhos sobre explosão de rochas, a teoria da elasticidade consistia na base das análises predominantes, o que sofreu um bom amadurecimento com as análises de descontinuidades realizadas pelos europeus. O reconhecimento gradual de que a rocha poderia se comportar tanto como um material elástico como uma massa descontínua, resultou em análises mais coerentes, utilizando conhecimentos de mecânica dos solos e considerando a importância de comportamentos viscoelásticos e reológicos em materiais como sal e potássio (HOEK, 2007).

#### **4.2.2 Tipos de Rochas**

As rochas são constituídas por grãos minerais sólidos interligados e por descontinuidades ou vazios existentes entre esses grãos (MENEZES & LIMA, 2012). Dependendo do processo de formação da rocha, a ligação dos cristais ou grãos constituintes varia, resultando em rochas resistentes ou brandas. O maciço rochoso é considerado como uma massa de rocha interrompida por descontinuidades, constituídas de blocos discretos, os quais possuem propriedades de rocha intacta. Por sua vez, rocha intacta é a designação aplicada a rochas que não apresentam descontinuidades ou planos de fraqueza (FIORI & CARMIGNANI, 2009).

As descontinuidades mais comuns em rochas são representadas por juntas, falhas, contatos litológicos e foliações metamórficas, resultando em blocos descontínuos,

com formas geométricas irregulares, e com propriedades diferentes da rocha intacta. Fiori & Carmignani (2009) comentam que, além da redução de resistência por causa da alteração de rochas por processos metamórficos, magmáticos ou intempéricos, a presença de descontinuidades no maciço rochoso é o fator principal no controle da resistência e deformabilidade.

Segundo Fiori & Carmignani (2009), a avaliação das propriedades geotécnicas do maciço rochoso depende da(s):

- Propriedades físicas da rocha intacta;
- Ocorrência e da natureza das descontinuidades;
- Extensão do grau de alteração;
- Posição espacial de fraturas;
- Mineralogia;
- Textura;
- Granulometria;
- Material cimentante.

Os autores comentam que a percolação de água entre as descontinuidades gera pressões neutras, que diminuem a resistência do maciço rochoso. Essa percolação está intimamente ligada à porosidade e permeabilidade das rochas. Segundo Chioffi (2013) uma rocha pode ser classificada em relação à sua porosidade, conforme classificação apresentada na tabela 3.

Tabela 3 - Classificação das rochas quanto à porosidade (CHIOSSI, 2013).

<b>Classificação</b>	<b>Porosidade %</b>
Extremamente porosa	30 a 50
Muito porosa	10 a 30
Bastante porosa	5 a 10
Medianamente porosa	1,5 a 5
Pouco porosa	1 a 2,5
Muito compacta	< 1

Existem três principais tipos de rochas: ígneas, metamórficas e sedimentares. O ciclo das rochas está ilustrado na figura 3, demonstrando que sob condições específicas de pressão, temperatura, erosão, transporte de sedimentos, deposição ou fusão, as rochas variam suas propriedades e caminham de uma caracterização para outra em ciclos.

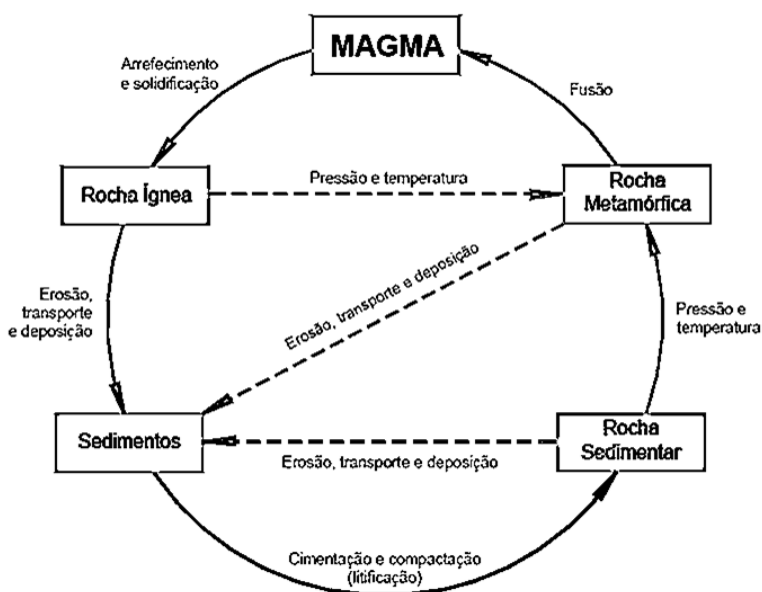


Figura 3 – Ciclo das rochas (MENEZES & LIMA, 2012).

Algumas classificações desses tipos de rochas estão descritos na tabela 4.

Tabela 4 – Principais grupos de rocha (MENEZES & LIMA, 2012).

<b>Classificação</b>	<b>Grupos</b>	<b>Designações</b>
Rochas ígneas	Família dos Granitos	Granito, sienito, riolito, traquito, etc.
	Família dos Dioritos	Diorito, andesito, etc.
	Família dos Basaltos e Gabros	Gabro, dolerito, diabase, basalto, etc.
Rochas metamórficas	Massivas	Gnaisse, corneanas, quartzitos, mármore, etc.
	Xistosas	Xistos, micaxistos, ardósias, xistos mosqueados etc.
Rochas sedimentares	Carbonatadas	Calcários, cré, dolomias, travertinos, etc.

	Siliciosas	Grés, arenitos, conglomerados, etc.
	Carbonatadas-Siliciosas	Margas, grauvaques, etc.

Chiossi (2013) também apresentou valores típicos de porosidade para tipos diferentes de rochas, conforme apresentado na tabela 5.

Tabela 5 - Porosidade típica em diferentes tipos de rocha (CHIOSSI, 2013).

Rocha	Porosidade %
Granito	0,5 a 1,5
Arenito	10 a 20
Calcário	5 a 12
Argila	45 a 50

#### 4.2.2.1 Rochas Ígneas

As rochas ígneas são formadas a partir da solidificação do magma. O termo ígneo vem do latim, *ignis* e refere-se àquilo que tem a sua origem no fogo (TEIXEIRA *et. al.*, 2000). Este processo chama-se cristalização e pode ocorrer muito abaixo da superfície da terra ou por meio de uma erupção vulcânica. O primeiro processo geralmente é lento, enquanto numa erupção a solidificação é mais rápida.

As rochas ígneas resultantes de erupções possuem propriedades particulares. Quando ficam expostas à superfície da terra, sofrem processos de alteração e erosão que as decompõem, chamados processos de intemperismo (que geram os sedimentos). Estes últimos podem ser transportados por gravidade, água, vento, ondas, etc., e em condições específicas de pressão e temperatura litificam e formam as rochas sedimentares. Alterações químicas e físicas nessas rochas as transformam novamente em metamórficas e, se submetidas a pressões e temperaturas ainda maiores, fundem-se e constituem novamente o magma (MENEZES & LIMA, 2012).

Estas rochas tiveram grande evolução na aplicação em problemas de engenharia, principalmente por possuírem boas propriedades mecânicas, como em reservatórios

subterrâneos de água, de petróleo ou em instalações de rejeitos radioativos (TEIXEIRA *et. al.*, 2000).

A rocha resultante da solidificação da lava é classificada como extrusiva ou vulcânica, sendo o basalto o exemplo mais conhecido. Quando o magma não alcança a superfície, solidifica e cristaliza em profundidade, num processo bastante lento. Essas rochas são chamadas intrusivas ou plutônicas, das quais o granito é o exemplo mais comum (MENEZES & LIMA, 2012). A comparação visual entre granito e basalto, por exemplo, está ilustrada na figura 4.

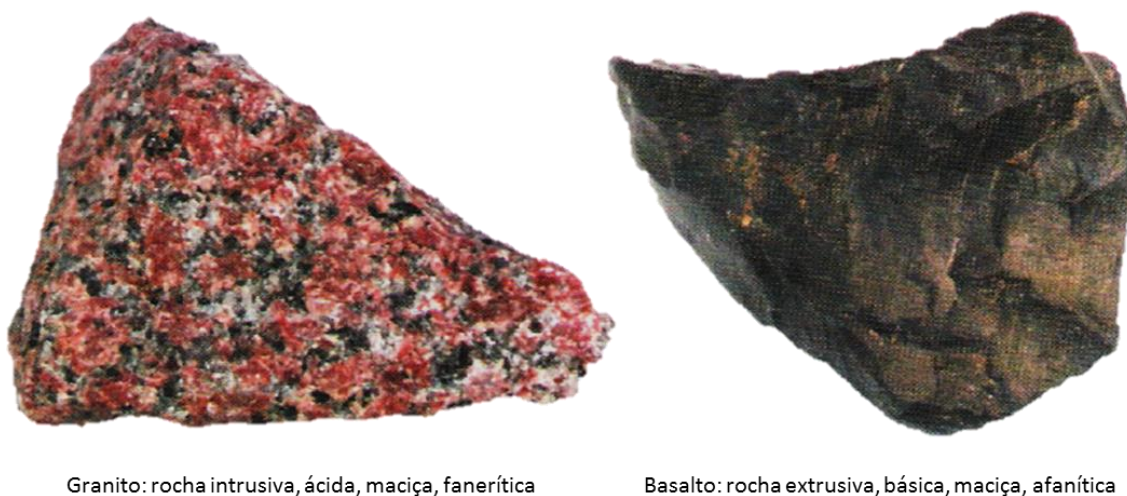


Figura 4 - Comparação visual entre granito e basalto (TEIXEIRA *et. al.*, 2000)

As rochas ígneas intrusivas possuem textura de grãos grossos e podem ser identificadas visualmente (textura fanerítica); já as rochas extrusivas possuem textura de grãos finos, geralmente impossíveis de se diferenciarem sem recorrer à observação microscópica (textura afanítica). A título de comparação, a solidificação do magma de uma rocha vulcânica pode se formar em alguns minutos, enquanto uma rocha plutônica pode demorar milhares de anos (MENEZES & LIMA, 2012).

Os locais de formação do magma na litosfera concentram-se especificamente em regiões de movimentação de placas tectônicas, responsáveis pela mudança de parâmetros físicos que controlam o processo de fusão das rochas (TEIXEIRA *et. al.*, 2000).

De acordo com esses autores, os dois tipos mais comuns de magma na crosta terrestre são:

- Granítico (teores de sílica superiores a 66%), com as rochas mais comuns sendo o granito (intrusiva) e o riolito (extrusiva);
- Basáltico (teores de sílica entre 45 e 52%) com as rochas mais comuns sendo o gabro (intrusiva) e o basalto (extrusiva);
- Andesítico (teores de sílica 52 e 66%), com as rochas mais comuns sendo o andesito (intrusiva) e o diorito (extrusiva).

As rochas ígneas são classificadas, ou agrupadas, com base na sua textura e composição mineral. O basalto, por exemplo, é uma rocha vulcânica de grãos finos, composta basicamente por feldspato cálcico e piroxena, enquanto que o granito é composto principalmente por quartzo e feldspatos potássico e sódico, cujo tempo de cristalização é o maior de todos (TEIXEIRA *et. al.*, 2000).

Segundo Menezes & Lima (2012), o granito provém de processos tectônicos ligados à formação de montanhas, por ser mais resistente às erosões e alterações.

A porosidade de rochas ígneas que, por definição, é a razão do volume de vazios sobre o volume total, tem valores típicos até 1,5 %. Se comparadas com valores considerados médios para rochas, em torno de 10 %, os valores são substancialmente pequenos (MENEZES & LIMA, 2012). Os mesmos autores indicam pesos específicos típicos, de granitos e basaltos, em 26 e 27 kN/m<sup>3</sup> respectivamente, muito parecidos entre si, porém bem maiores do que rochas sedimentares. Em relação à permeabilidade, o estado de tensão da rocha possui muita influência. Quanto maior a tensão à qual a rocha é submetida, mais fechadas estarão as discontinuidades e menor será a permeabilidade. Para granitos e basaltos, Menezes & Lima (2012) indicam valores de permeabilidade (k) de 1,96 e 2,94 x 10<sup>-10</sup> m/s, respectivamente.

#### 4.2.2.2 Rochas Sedimentares

Os materiais resultantes dos processos erosivos constituem a base para a formação das rochas sedimentares. Como o próprio nome referencia, estas rochas são originárias do processo de deposição de sedimentos, seja pelo ar, fluido, gravidade, ou ainda qualquer outra forma de transporte. Menezes & Lima (2012) afirmam que alguns estudos apontam apenas 5 % da camada exterior da Terra (com 16 km aproximadamente de espessura) constituída de rochas sedimentares. Porém, na



superfície, essa porcentagem sobe para 75 %, o que coloca as rochas sedimentares num patamar de grande importância de pesquisa e estudo.

Os depósitos acontecem em camadas horizontais, com influência direta dos movimentos tectônicos. Giannini (2009) afirma que, em 20 % de regiões costeiras, há sedimentos pobres em quartzo e em outros materiais denominados terrígenos (feldspatos, micas e argilominerais), e ricos em minerais de composição carbonática (sulfatos, fosfatos, nitratos e sais haloides). Por esse motivo, as rochas sedimentares podem ser divididas basicamente em rochas terrígenas ou calcárias.

O processo de formação desse tipo de rocha é chamado litificação: do grego, *lito*, significa rocha (GIANNINI, 2009). Menezes & Lima (2012) descrevem que o processo mais comum na natureza é a compactação, no qual a ação do peso das camadas de sedimentos superiores comprimem as camadas inferiores pelo peso próprio, ocasionando diminuição considerável no volume dos poros. Com o peso de milhares de metros desses sedimentos, formam-se as rochas sedimentares em estratos horizontais, como ilustrado na figura 5. A compactação tem um efeito maior sobre sedimentos de partículas finas, como as argilas, originando os xistos argilosos. Uma comparação visual entre arenito (constituído de quartzo) e xisto argiloso, está ilustrada na figura 6.

Porém, Giannini (2009) lembra que além da compactação, existem outros processos que conduzem à litificação dos sedimentos, como: dissolução, cimentação e recristalização diagenética.



Figura 5 - Exemplos de formação de rochas sedimentares (MENEZES & LIMA, 2012).

Períodos diferentes de sedimentação e movimentação de placas tectônicas alteram a orientação da estratificação, que pode se entrecruzar. Giannini (2009) afirma que as rochas sedimentares podem ser classificadas segundo critérios de textura,

mineralógicos ou geométricos, separando-se ainda por sua granulação: tipo de grão, diversidade de composição etc.

As rochas sedimentares possuem duas origens principais: processos erosivos transportados na forma de partículas ou por precipitação química, de origem inorgânica ou orgânica. As primeiras são denominadas rochas detríticas, enquanto as demais, rochas sedimentares químicas (MENEZES & LIMA, 2012).

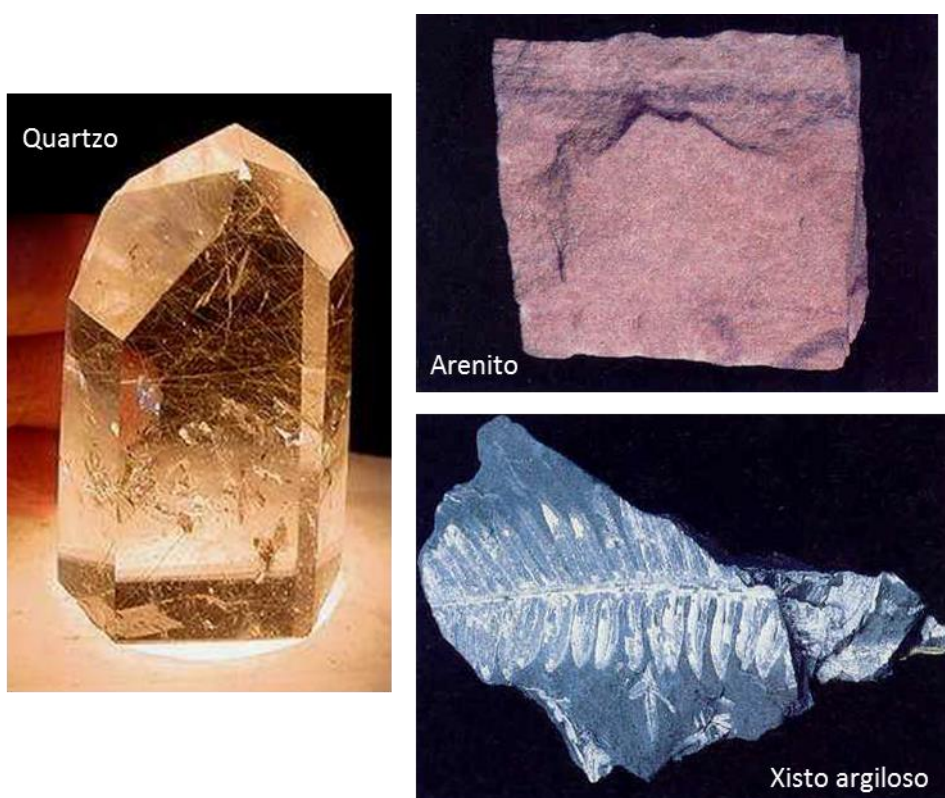


Figura 6 – Arenito e xisto argiloso comparados visualmente, assim como o mineral quartzo (MENEZES & LIMA, 2012).

Apesar da grande variedade de sedimentos, nas rochas detríticas, os principais minerais constituem-se de caulinita ou montmorilonita, assim como quartzo. Os minerais de argila originam-se da alteração de silicatos, principalmente feldspatos, enquanto que os de quartzo são muito resistentes mecânica e quimicamente.

Os cascalhos são transportados por correntes de rios, ondas, deslizamentos de terrenos e glaciares. Para transportar areias, a energia utilizada no processo é menor, por correntes de água de baixa velocidade e de vento, formando as conhecidas dunas. Siltes e areias possuem deposição lenta e estão associados a lagos, pântanos e ambientes marinhos profundos (MENEZES & LIMA, 2012).

O sal é considerado um depósito de ação inorgânica, e após a evaporação da água, constitui-se em rocha sedimentar sal-gema. A acumulação de conchas de animais, por vezes microscópicas, é um exemplo de origem orgânica de sedimentos. O calcário é a rocha sedimentar química mais comum e composta basicamente por calcita, formada por processos orgânicos (MENEZES & LIMA, 2012).

A porosidade de rochas sedimentares tem valores típicos entre 5 e 15 % (sendo 5 % para calcários e mármore e de 5 a 10 % para arenitos). Se comparadas com valores considerados médios para rochas, em torno de 10 %, esse valor começa a tender para rochas porosas. Menezes & Lima (2012) indicam pesos específicos típicos para calcários densos, argilitos, xistos argilosos e mármore em: 20,9, 22,1, 25,7 e 27 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. Em relação à permeabilidade, os autores indicam para calcários valores entre  $10^{-07}$  e  $10^{-10}$  m/s.

#### 4.2.2.3 Rochas metamórficas

Grande parte da crosta terrestre é composta por rochas metamórficas associadas às rochas ígneas. O metamorfismo (mudança de forma) constitui na transformação de uma rocha preexistente, que pode ser ígnea, sedimentar ou mesmo metamórfica (MENEZES & LIMA, 2012). Para Chiossi (2013), metamorfismo diz respeito às transformações sofridas pelas rochas sem ocorrer fusão. Esse processo existe em diferentes graus e, dependendo de seu nível, muitas vezes, nem é possível se identificarem propriedades da rocha original. Os principais agentes de metamorfismo, segundo Chiossi (2013), são: temperatura, pressão e atividade química. Para Menezes & Lima (2012), tudo que altere ou modifique a textura ou a composição mineral da rocha é considerado agente de metamorfismo. Quando o metamorfismo ocorre sem alterar os materiais constituintes da rocha, denomina-se “transformação normal”, sendo exemplos comuns: a transformação do arenito em quartzito, o calcário em mármore e o folhelho em micaxisto (CHIOSSI, 2013).

As rochas submetidas às ações intensas de temperatura e pressão possuem comportamento plástico, resultando em dobras e formação de montanhas. Em metamorfismos de grau elevado, a rocha mantém-se sempre no estado sólido e, caso atinja fusão, o processo passa a ser de natureza ígnea. Chiossi (2013) classificou o metamorfismo em quatro tipos principais:

- Temperatura predominante: modificações nas propriedades da rocha, devido, principalmente, à temperatura. Este processo pode ocorrer com ou sem o contato direto com o magma (derramamento de magma na superfície, por exemplo);
- Pressão dirigida e temperaturas predominantes: modificações causadas por pressão não uniforme, associada ao aumento de temperatura. Esse processo torna as rochas fraturadas, e se denomina cataclástico ou dinâmico;
- Dinamothermal: ação conjunta de pressão e de temperatura, provocando recristalizações e aparecimento de novas estruturas na rocha. É o principal processo na formação de montanhas e dos xistos e gnaisses;
- Plutônico, em geral: mudanças na rocha ocasionadas por influência de temperatura elevada e de grande pressão uniforme. Pressão dirigida é inexistente nesse processo, cujas rochas mais comuns são os granulitos, eclogitos, gnaisses granulíticos etc.

O grau de metamorfismo é refletido nas propriedades mineralógicas da rocha e em sua textura (tabela 6). Graus de metamorfismo baixos originam rochas metamórficas mais densas e mais compactas. Quando a pressão não é o principal agente de metamorfismo, a estrutura da rocha admite a textura não foliada, o que significa que os minerais não modificam sua orientação. Caso contrário, a textura torna-se foliada e há mudança na estratificação da rocha (MENEZES & LIMA, 2012).

Tabela 6 – Descrição de rochas metamórficas mais comuns (MENEZES & LIMA, 2012).

Textura foliada	Ardósia	Rocha de grão fino composto por mica, resultante de grau baixo de metamorfismo de argilito e xisto argiloso.
	Xisto	Rocha mais comum dentre as metamórficas composta por partículas visíveis. Resulta do metamorfismo de argilito e xisto argiloso com grau intenso.
	Gnaisse	Composto por granito na maior parte dos casos com cores claras e escuras alternadas
Textura não foliada	Mármore	Resultado do metamorfismo do calcário, com grandes cristais de calcita e cor predominantemente branca.

Quartzito	Resultado do metamorfismo de arenito quartzoso, com aspecto parecido com mármore, porém com mais dureza.
-----------	--

### 4.2.3 Descontinuidades

#### 4.2.3.1 Introdução e conceitos

Descontinuidade é considerada um plano de fraqueza, ao longo do qual o material rochoso é estruturalmente descontínuo e apresenta menor resistência ao cisalhamento, até mesmo nula, dependendo da frequência e natureza do preenchimento das descontinuidades presentes (FIORI & CARMIGNANI, 2009).

As descontinuidades podem ser falhas, juntas, laminação, planos de foliação, zonas de cisalhamento, veios etc. Alguns fatores são preponderantes para se analisar a influência das descontinuidades no comportamento do maciço rochoso, tais como:

- Espaçamento;
- Frequência;
- Orientação;
- Rugosidade;
- Grau de alteração;
- Presença de água.

Fiori & Carmignani (2009) afirmam que a resistência à compressão de uma rocha intacta é uma medida inadequada das características de um maciço rochoso, principalmente para aplicações geotécnicas que envolvam estabilidade. Para os autores, o estudo das descontinuidades é de fundamental importância para problemas de engenharia.

Hoek (2007) compartilha a ideia que um dos maiores problemas nessa área é determinar a capacidade de resistência de um maciço rochoso. O autor afirma que esse tipo de maciço é constituído de uma matriz intertravada de blocos descontínuos, que por sua vez são alterados em graus variados. A zona de contato entre blocos é variável e dependente das propriedades do material que a originou, como idade e rugosidade.

Hoek (2007) não recomenda a determinação da resistência de um maciço rochoso, *in situ*, baseada em ensaios de laboratório. Por isso, considera que observações geológicas são fundamentais, e ensaios em blocos de rocha retirados do local são válidos e importantes.

Hoek & Brown (1980) basearam-se em análises teóricas e numéricas de uma ampla base de dados de campo disponível para desenvolver um método com critérios empíricos de ruptura de um maciço rochoso fraturado. A dificuldade em se obter um critério de ruptura real do maciço rochoso, em função de suas descontinuidades e fraturas, é muito maior, dispondo-se apenas de amostras da rocha intacta. Para os autores, o projetista deve se preocupar em prever o comportamento do maciço para todas as escalas indicadas na figura 7. O critério de ruptura de maciços rochosos que melhor se aplica à realidade, nesse contexto, deve contemplar todos os fatores de influência, inclusive as descontinuidades e fraturas (HOEK & BROWN, 1980).

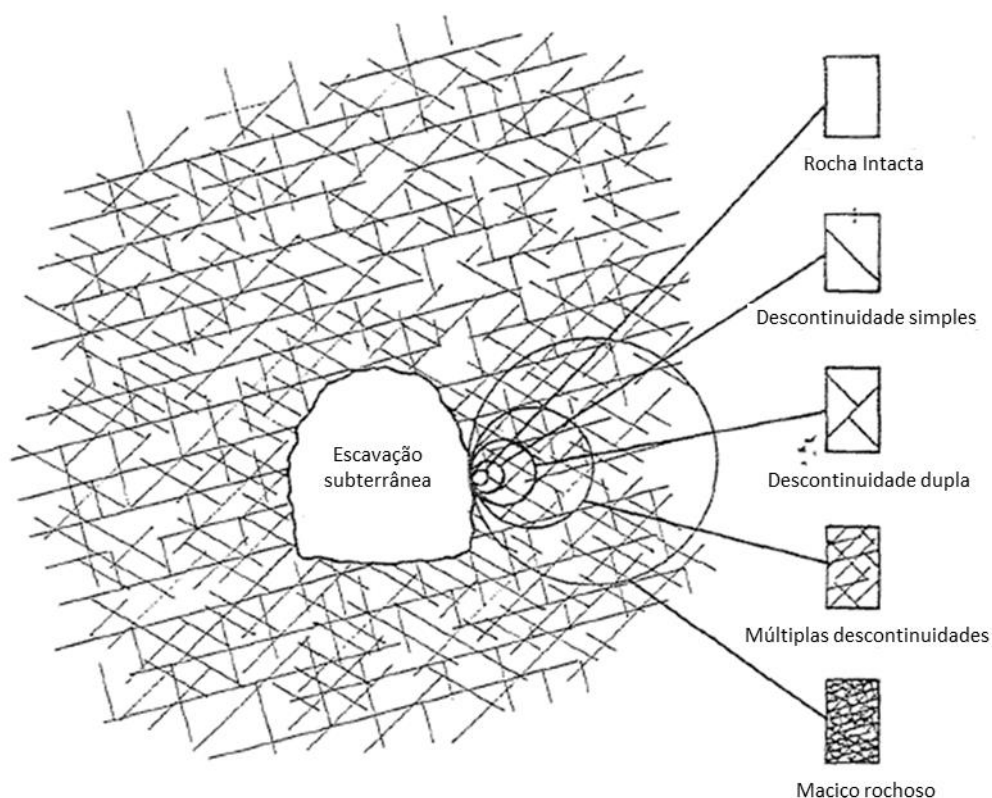


Figura 7 – Influência da escala na análise do maciço rochoso (HOEK & BROWN, 1980).

Hoek & Brown (1980) relembram a importância dos ensaios triaxiais, que permitem a obtenção real da curva tensão x deformação de amostras de rocha intacta e a

diferenciação de comportamentos dúcteis e frágeis. Estas rochas ainda podem apresentar um comportamento na transição dúctil-frágil.

Menezes & Lima (2012) também diferenciam esse comportamento, entre rochas brandas e resistentes, conforme ilustrado na figura 8. O comportamento frágil refere-se ao fato da resistência da rocha decrescer com o aumento de deformação, além de associar, geralmente, à mínima ou inexistente deformação permanente antes da ruptura, a qual ocorre de forma súbita e catastrófica. Em contrapartida, o comportamento dúctil refere-se à capacidade da rocha manter a resistência com o aumento da deformação. Esse comportamento ocorre em situações de maior pressão de confinamento e temperatura, porém, pode também surgir em rochas alteradas e maciços rochosos muito fraturados.

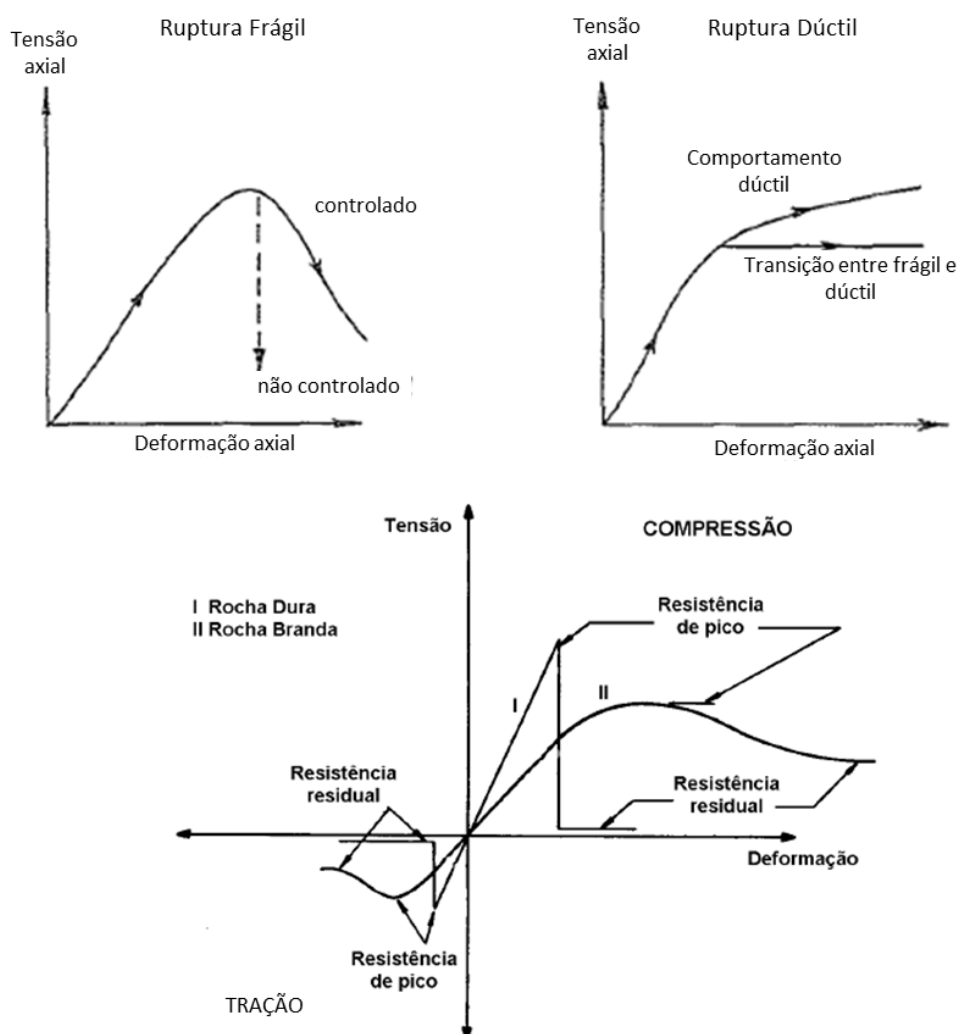


Figura 8 - Diferença entre comportamentos frágil e dúctil (HOEK & BROWN, 1980) e (MENEZES & LIMA, 2012).

Portanto, torna-se de grande importância a identificação das descontinuidades e das influências exercidas sobre o comportamento do maciço rochoso.

Fiori & Carmignani (2009) definem os principais tipos de descontinuidades:

- Planos de acamamento, que consistem em estratos de rocha sedimentar, paralelos e concordantes uns com os outros, possuindo grande persistência lateral, entendendo-se por áreas maiores que outros tipos de descontinuidade. O estudo das características e das inclinações das camadas são os pontos mais importantes;
- Planos de juntas, que consistem em estruturas planares formadas pela atuação ou relaxamento de tensões, ao longo das quais não há movimentação. Ocorrem em famílias e, onde há superfícies lisas, apresentam-se contínuas e com orientação favorável. Podem constituir perigosos planos de movimento em taludes e obras semelhantes. A família de juntas é normalmente paralela ou subparalela a falhamentos locais;
- Planos de falhas, que ocorrem com menor frequência que as juntas, caracterizadas por terem sofrido grandes deslocamentos. Falhamentos originam zonas de falhas caracterizadas por mais de um plano ou de superfície deslocada, dispostas em uma faixa de material esmagado, alterado, chamado cataclasito. As falhas podem ocorrer em qualquer tipo de rocha, e o sentido da movimentação classificam-nas em: normais, inversas ou direcionais.
- Foliação metamórfica, que ocorrem em rochas que sofreram algum grau de metamorfismo. Caracteriza-se por fatias ou lâminas paralelas ou subparalelas, típica nos xistos, com intensa cristalização de micas ao longo dos planos. Para baixo grau metamórfico, um exemplo é o surgimento da clivagem ardósiana (ardósias e filitos), caracterizada pela orientação planar de minerais. Em médio grau, a foliação passa para xistosidade, caracterizada pela orientação planar de micas. Em alto grau, surge a estrutura gnáissica (gnaisse e migmatito), caracterizada por granulometria grosseira e presença de biotita, quartzo, feldspatos e anfibólios, cristalizados ao longo das direções preferenciais. De forma geral, xistosidade e clivagem ardósiana representam planos de fácil separação, enquanto a estrutura gnáissica não.



- Discordâncias ou inconformidades, que são superfícies que representam quebras no processo de sedimentação. Isso acontece geralmente onde alguma erosão, ou inclinação das camadas, ocorreram antes da deposição do material acima. Uma discordância distribui-se por grandes áreas e sua superfície é irregular, com rápidas mudanças de inclinação. Geralmente marcam mudanças nas propriedades geotécnicas das rochas.
- Margens de intrusões ígneas, que podem cortar o acamamento quando intrudidas em sequências sedimentares ou se disporem paralelamente ao acamamento. Junto às margens, as rochas são afetadas pelo calor e podem ter suas propriedades de resistência mecânica e intemperismo alteradas. A movimentação de água superficial, ou termal, pode ocasionar profunda alteração e contribuir para a instabilidade do maciço.
- Planos de cisalhamento e fendas de tração, que resultam de movimentos antigos ou recentes das rochas ou solos e podem ser encontradas nas partes superiores de taludes. Sua presença indica precariedade nas condições de estabilidade.

A definição de representação de descontinuidades e superfícies de rupturas, indicando a orientação dos planos de ruptura, falhas ou juntas, pode ser encontrada no trabalho da ISRM (1978).

#### 4.2.3.2 Rugosidade da superfície da descontinuidade

Segundo Fiori & Carmignani (2009), a rugosidade das paredes de uma descontinuidade é uma característica importante para se determinar o comportamento da resistência ao cisalhamento do maciço rochoso. Dividem-se em dois fatores principais:

- Ondulação da superfície;
- Rugosidade da superfície.

As ondulações representam variações na orientação ao longo da superfície e são divididas em primeira e segunda ordem, conforme suas magnitudes. Já a rugosidade, é responsável pelo atrito entre dois blocos adjacentes, conforme ilustrado na figura 9.

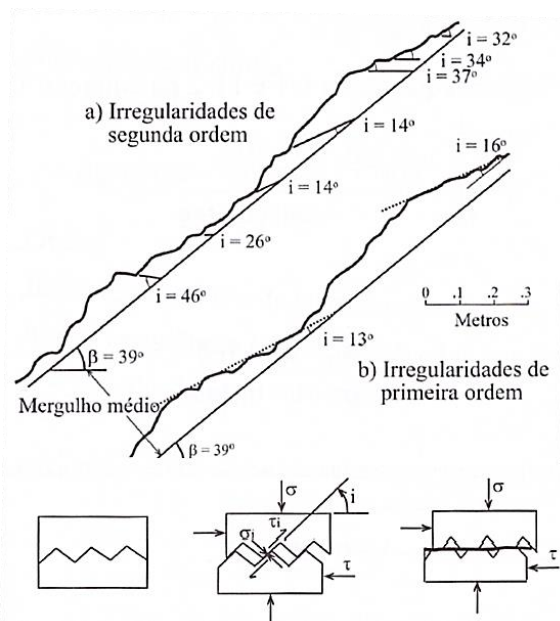


Figura 9 - Irregularidades ao longo de uma descontinuidade (FIORI & CARMIGNANI, 2009).

As irregularidades existentes influenciam diretamente na resistência ao cisalhamento, sendo que haverá ruptura (ou deslocamento) geral, se ocorrer, primeiramente, a ruptura dessas irregularidades. O primeiro deslocamento, portanto, não será na direção paralela ao plano da descontinuidade, mas ao longo de um plano com inclinação  $i$  em relação ao plano de ruptura (que corresponde à inclinação das asperezas). Por fim, utilizando-se os critérios de ruptura de Mohr – Coulomb, Fiori & Carmignani (2009) afirmaram que a resistência ao cisalhamento consiste de um ângulo de atrito máximo (de pico) e mínimo (residual), adicionada ao atrito pelo ângulo  $i$  das irregularidades (asperezas) existentes. Esse conceito também foi utilizado por Carter & Kulhawy (1988) nas previsões de comportamento de estacas embutidas em rocha, conforme apresentado no capítulo 4.4.3.

Valores de pico para ângulos de atrito em juntas, sem preenchimento, foram indicados por Fiori & Carmignani (2009) entre 30 e 70° (valor médio de 45°). Para juntas com degraus verticais, os mesmos autores indicaram que a coesão ( $c$ ) deve ser adicionada ao valor de tensão cisalhante ( $\tau$ ). Para ângulos de atrito residuais, Fiori & Carmignani (2009) indicam os valores dependentes do grau de alteração das paredes da descontinuidade e do tipo da rocha. Para maciços de rocha sã, os autores apontam ângulos residuais ( $\phi_r$ ) entre 25 e 35°, enquanto para paredes alteradas informam valores da ordem de 15°. Já Menezes & Lima (2012) indicam valores de ângulo de atrito em três grupos distintos:

- Rochas de baixo atrito:  $\phi$  de 20 a 27° (xisto micáceo, argila xistosa, marga);
- Rochas de médio atrito:  $\phi$  de 28 a 34° (arenito, siltito, gnaissse, ardósia);
- Rochas de elevado atrito:  $\phi$  de 35 a 40° (basalto, granito, calcário);

Barton (1973) propôs identificar visualmente as rugosidades (medindo-se quando possível), e definiu um coeficiente de rugosidade para as descontinuidades, permitindo a determinação da resistência ao cisalhamento, conforme equação (1):

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (1)$$

sendo JRC (*joint roughness coefficient*) o coeficiente de rugosidade da junta; JCS (*joint compressive strength*) a resistência à compressão simples das paredes da junta;  $\sigma_n$ , a tensão normal ao plano da descontinuidade; e  $\phi_r$ , o ângulo de atrito residual.

Os perfis de rugosidade, para a determinação do fator JRC, estão ilustrados na figura 10. A resistência à compressão das paredes da junta e o ângulo de atrito residual são determinados por ensaio com esclerômetro<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Eles não serão detalhados neste momento, mas podem ser encontrados no trabalho de Menezes & Lima (2012).

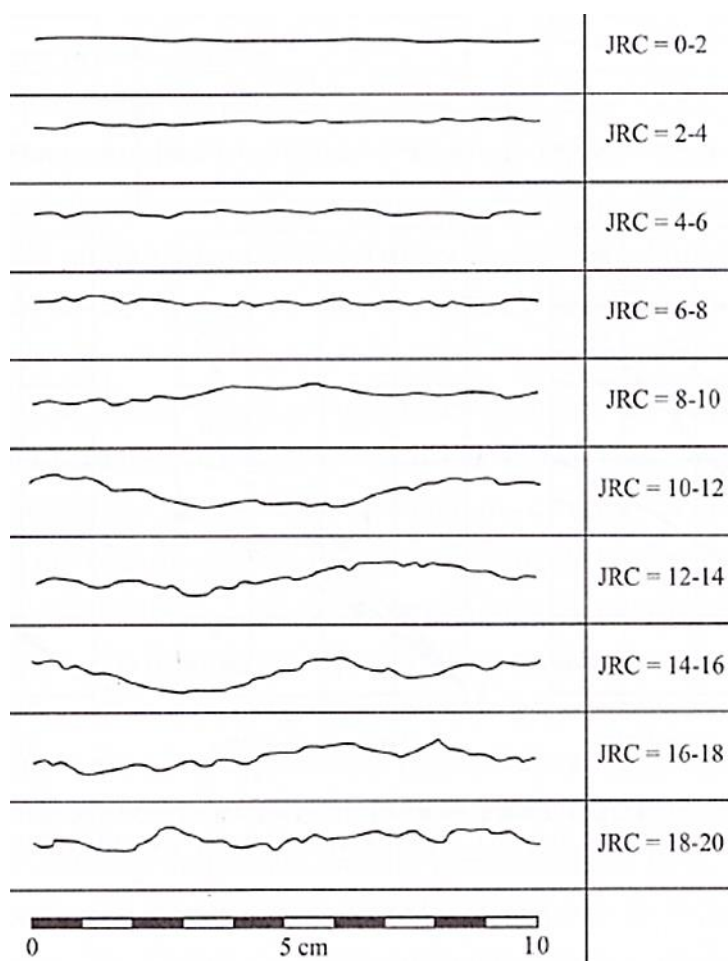


Figura 10 – Perfis de rugosidade para determinação de JRC (BARTON, 1973).

Por fim, Fiori & Carmignani (2009) entendem que a determinação da resistência ao cisalhamento de uma descontinuidade, proposta por Barton (1973), é precisa e de baixo custo.

#### 4.2.4 Classificação de maciços rochosos

##### 4.2.4.1 Terzaghi

Uma das primeiras classificações, realizada por Terzaghi (1946), foi baseada em observações de comportamento dos maciços rochosos, com definições bem claras e concisas dos tipos de rocha. A maior experiência consistia nas observações de obras subterrâneas, por exemplo, túneis:

- *Intact* (Intacta): não possuem juntas ou fraturas e, por esse motivo, caso haja ruptura, ela ocorre na rocha sã. Caso a rocha seja explodida, vários pedaços podem cair do teto da escavação durante horas ou dias. Isto é conhecido como *spalling condition* (condição fragmentada). Rochas resistentes e

intactas também podem ocorrer na *popping condition* (condição de estouro), na qual há o espontâneo e violento desprendimento de placas de rocha dos lados ou teto da escavação.

- *Stratified* (Estratificada): estrato individual, com baixa ou nenhuma resistência à separação ao longo dos limites entre estratos. O estrato pode ou não estar alterado por juntas transversais. Nesse tipo de rocha, a condição fragmentada (*spalling condition*) é mais comum.
- *Moderately jointed* (Alteração moderada): juntas e falhas com blocos formados localmente, ao mesmo tempo, ou ligados. Nessa condição, as paredes laterais não precisam de suporte para adquirir estabilidade. Nesse caso, as duas condições, *spalling* e *popping*, podem ocorrer.
- *Blocky and seamy* (Blocos fraturados): fragmentos de rocha quimicamente intactos, ou quase intactos, inteiramente separados uns dos outros e interligados imperfeitamente. Nestas rochas, paredes verticais necessitam de escoramentos.
- *Crushed* (Esmagada): os fragmentos da rocha intacta possuem aspecto esmagado. Se a maioria dos fragmentos for pequena, como grãos de areia fina, e não houver cimentação, esse tipo de rocha, abaixo do nível de água, comportar-se-á como areia submersa.
- *Squeezing* (Comprimida): tem a característica de não aumentar de volume, quando escavada. Uma das premissas dessa rocha é possuir alta percentagem de partículas microscópicas de minerais micáceos e minerais argilosos, com pequena capacidade de inchamento.
- *Swelling* (Inchada): avança na escavação, principalmente pela expansão. Restringem-se às rochas que possuem apenas minerais de argila, como as montmorilonitas expansíveis.

#### 4.2.4.2 *Rock Quality Design* – RQD (Índice de qualidade da rocha)

O índice RQD foi desenvolvido por Deere *et. al.* (1967) para estimar quantitativamente a qualidade do maciço rochoso, por meio de testemunhos de sondagens rotativas. RDQ, por definição, é a percentagem de testemunhos intactos maiores que 100 mm no comprimento total da manobra. O furo deve ser realizado com diâmetro mínimo de 54,7 mm (NW), utilizando-se barrilete de tubo duplo.

Os cálculos para determinação do índice RQD estão demonstrados na figura 11.

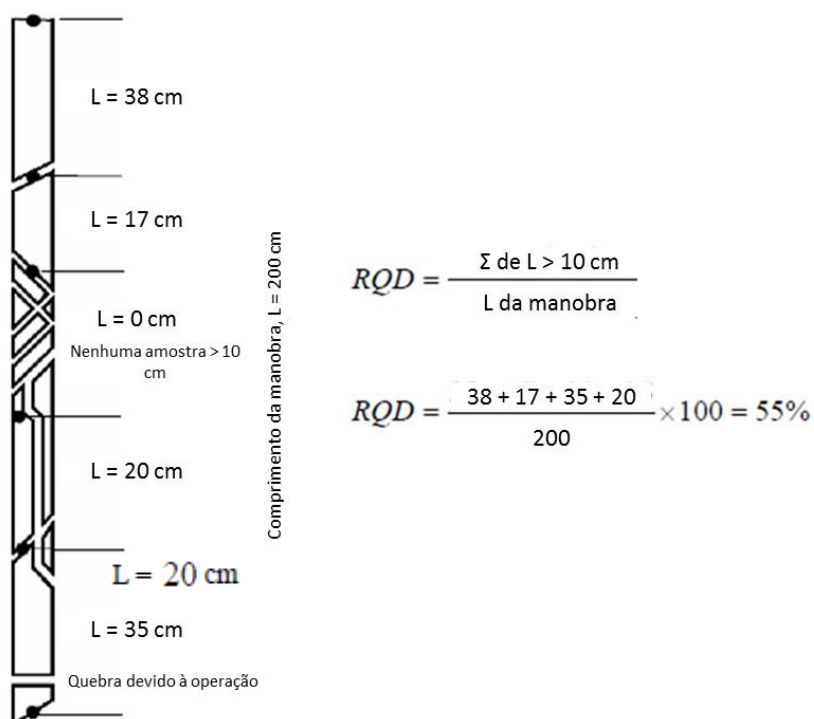


Figura 11 – Ilustração do cálculo de RQD (HOEK *et. al.*, 1993)

Posteriormente ao trabalho de Deere *et. al.* (1967), Palmström (1982) sugeriu que, na falta de elementos de testemunho que se apliquem a regra admitida, ou seja, pedaços maiores que 100 mm com descontinuidades visíveis, poder-se-ia estimar o RQD pelo número de descontinuidades por unidade de volume. A relação proposta está apresentada na equação (2):

$$RDQ = 115 - 3,3 J_v \quad (2)$$

sendo  $J_v$  a soma do número de fraturas por unidade de comprimento de todo o elemento descontínuo, denominado índice volumétrico.

O valor de RQD é um parâmetro obtido de forma direta e muito dependente da operação da sondagem. Logo, seu valor pode variar bastante. O uso do índice volumétrico pode ser útil para reduzir os erros ou variações causados pela execução.

Hoek *et. al.* (1993) afirmam que o objetivo principal do valor de RQD é indicar a qualidade do maciço rochoso *in situ* e, portanto, deve-se ter o máximo de cuidado e experiência na execução da sondagem. É de suma importância garantir que as

fraturas causadas pelas manobras de operação sejam identificadas e desconsideradas nos cálculos. A classificação do RQD, proposta por Deere *et. al.* (1967), está indicada na tabela 7.

Tabela 7 – Classificação do índice RQD (DEERE *et. al.*, 1967)

RQD (%)	Qualidade do Maciço Rochoso
0 – 25	Muito Fraco
25 – 50	Fraco
50 - 75	Razoável
75 - 90	Bom
90 - 100	Excelente

Esse índice tornou-se muito importante nas análises de comportamento e resistência de maciços rochosos, porém não considera todas as características das descontinuidades (FIORI & CARMIGNANI, 2009), como:

- Orientação;
- Espaçamento;
- Persistência;
- Rugosidade;
- Abertura e preenchimento;
- Resistência das paredes;
- Percolação;
- Alteração dos maciços.

Estes fatores são avaliados nos sistemas de classificação geomecânica de maciços rochosos, como sistema Q, de Barton *et. al.* (1974) e sistema RMR, de Bieniawski (1976). Ambos sistemas permitem correlações para estimativa do módulo elástico do maciço, fundamental também na capacidade de carga de uma estaca embutida em rocha.

O índice RQD foi amplamente correlacionado aos valores de compressão uniaxial das rochas, assim como aos fatores de adesão encontrados em ensaios de campo.

#### 4.2.4.3 *Fracture Spacing Index* – FSI (Índice de espaçamento ou frequência)

O índice de espaçamento, ou frequência, é determinado de acordo com a distância média entre as descontinuidades, consideradas ao longo de uma linha de varredura (FIORI & CARMIGNANI 2009). Quando possível, a direção da linha deve ser perpendicular à família de juntas selecionadas. Para registrar descontinuidades paralelas à linha, fazem-se medições ao longo de três direções mutuamente perpendiculares. Fiori & Carmignani (2009) explicitam a frequência ( $f_d$ ), expressa em número de juntas por metro de amostra, conforme equação (3):

$$f_d = \frac{N}{L} \quad (3)$$

sendo N o número de fraturas e L, o comprimento do testemunho (m).

Ademais, os mesmo autores definem o espaçamento médio ( $E_d$ ), ou a distância média entre descontinuidades, igual ao inverso da frequência  $f_d$ , conforme equação (4):

$$E_d = \frac{1}{f_d} \quad (4)$$

A frequência afeta a resistência do maciço rochoso como um todo e sua análise é fundamental para projetos de estacas embutidas em rocha. Assim como os planos de falhas, as juntas também podem condicionar a estabilidade do maciço rochoso. Fiori & Carmignani (2009) afirmam que, mesmo a rocha mais resistente, quando intacta, é reduzida a uma massa pouco resistente, quando afetada por muitas juntas ou por espaçamentos muito densos. Nessa situação, o maciço tem comportamento de material granular. Em contrapartida, quando o espaçamento entre descontinuidades é grande, o comportamento do maciço é condicionado pelas propriedades da rocha intacta, ou seja, pelo tamanho dos blocos.

Os autores complementam a influência do espaçamento nas características de percolação do maciço rochoso. A condutividade hidráulica de um sistema de descontinuidades é inversamente proporcional ao espaçamento, dependendo da abertura destas. Quando o maciço não é afetado por falhas, o espaçamento das juntas geralmente aumenta com a profundidade (FIORI & CARMIGNANI, 2009).



A ISRM (1978) recomenda que, para determinação dos espaçamentos, o bloco de amostra (figura 12) tenha no mínimo 3 m de lado (quadrado) ou pelo menos 10 vezes o tamanho do espaçamento médio. Os ângulos entre descontinuidades devem ser medidos com compasso de precisão mínima de 5°, e o espaçamento medido com desvio padrão de 5% de seu valor absoluto.

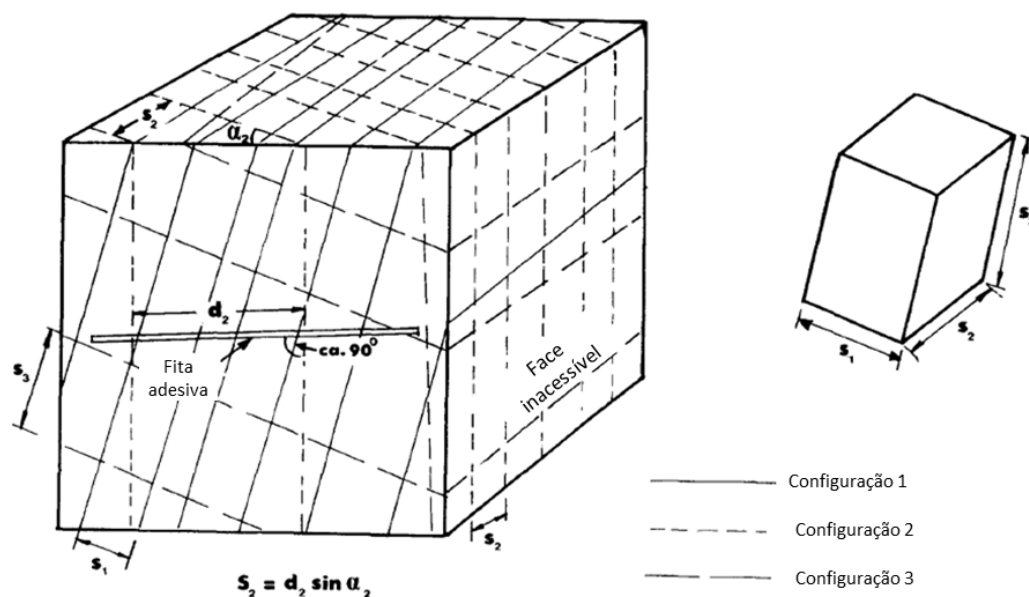


Figura 12 – Esquema típico de medição de espaçamentos entre fraturas baseados na observação de blocos de rocha (ISRM, 1978).

A classificação dos espaçamentos do maciço rochoso é realizada em função dos valores medidos em blocos de rocha, apresentada na tabela 8.

Tabela 8 – Classificação dos espaçamentos (ISRM, 1978).

Classificação	Espaçamento
Extremamente afastados	> 6000 mm
Muito afastados	2000 – 6000 mm
Afastados	600 – 2000 mm
Moderadamente afastados	200 a 600 mm
Próximas	60 a 200 mm
Muito próximas	20 – 60 mm
Extremamente próximas	< 20 mm

Para obtenção desses valores, algumas recomendações são feitas pela ISRM (1978), como:

- Uso de fita adesiva e compasso, porém esses materiais podem ser dispensados, dependendo da experiência visual do profissional que faz a classificação. Isso dependerá do nível de precisão que se pretende obter. As descontinuidades e juntas podem não ser perfeitamente paralelas a uma linha de varredura para utilização dessa precisão;
- O valor médio de espaçamentos ( $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$  etc.) representa a dimensão média de blocos de rocha típico, se a persistência for assumida. Caso contrário, existem outras formas de se representarem tamanhos de blocos utilizando-se o espaçamento;
- Em qualquer família de juntas, domínios com espaçamentos semelhantes devem ser separados, de forma que a maior massa de rocha deve conter a menor quantidade de descontinuidades espaçadas;
- Em geral, fraturas causadas por danos de explosão, devem ser excluídas das medições dos espaçamentos;
- Quando a exposição da rocha é de extensão limitada, ou ausente, técnicas de refração sísmica podem ser utilizadas para se determinar os espaçamentos. Podem chegar até 20 ou 30 m de profundidade. Estudos demonstram uma relação razoável entre frequência e velocidades das ondas ( $V_p$ ) de compressão, ou longitudinal.

A ISRM (1978) recomenda utilizar histogramas para cada família de juntas, o que representa um método estatístico conveniente para situações com variação de espaçamentos. Como exemplo recente, Long (2000) correlacionou valores medidos do índice FSI com valores de tensão de adesão lateral da rocha (tensões cisalhantes), a fim de comparar a evolução da qualidade (resistência) da rocha com suas respectivas descontinuidades, conforme ilustrado na figura 13:

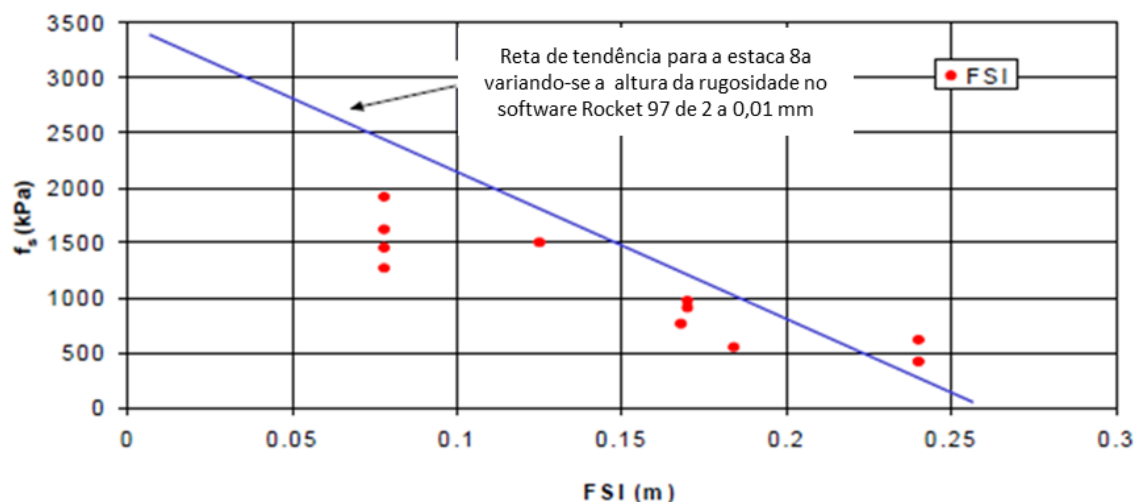


Figura 13 – Correlação entre tensão de adesão lateral,  $f_s$  e FSI (LONG, 2000).

Portanto, os dados confirmam a tendência de que o valor de tensão de adesão lateral aumenta com a diminuição dos espaçamentos entre juntas. Long (2000) conclui que, na Irlanda, projetos que tenham estacas embutidas em rocha são condicionados muito mais pelos espaçamentos entre juntas (valor de fundamental importância) do que pela resistência à compressão uniaxial da rocha em si.

Tomlinson (2008) apresentou comparações entre os valores calculados de RQD, a frequência de descontinuidades ( $FSI = f_d$ ) e o fator de massa  $j$  (detalhado no capítulo 4.3.2) que considera a redução do módulo de elasticidade do maciço rochoso em relação à rocha intacta, conforme tabela 9:

Tabela 9 – Correlações entre RQD, FSI e  $j$  (TOMLINSON, 2008).

RQD (%)	FSI (por metro)	Fator de redução do maciço $j$
0 – 25	15	0,2
25 – 50	15 – 8	0,2
50 - 75	8 – 5	0,2 - 0,5
75 - 90	5 – 1	0,5 - 0,8
90 - 100	1	0,8 - 1

Hudson (1989) também correlacionou as relações entre valores de RQD e frequências de descontinuidades (FSI), e estabeleceu a expressão (5):

$$RQD = 100 e^{-0,1 \cdot FSI} (0,1 \cdot FSI + 1) \quad (5)$$

O uso da equação (5) é recomendado por Gannon *et. al.* (1999), com muita cautela, principalmente em rochas com alta frequência de descontinuidades, pois tende a superestimar os valores de RQD. Os autores recomendam medir diretamente os valores de RQD para garantir confiabilidade.

#### 4.2.4.4 *Rock Mass Rating* (Sistema RMR)

Este sistema foi desenvolvido por Bieniawski (1976) para classificar geomecanicamente os maciços rochosos e, principalmente, concebido para facilitar escavações em túneis. Entretanto, o mesmo autor adaptou o método para fundações, em geral.

Ao longo dos anos, o sistema foi sendo refinado, conforme resultados obtidos de sua aplicação, ocasionando mudanças em valores de taxas (pesos) e parâmetros. O sistema RMR é de simples aplicação (quando comparado ao sistema Q, de Barton *et. al.*, 1974) para problemas de fundações, pois se utiliza apenas de dados de sondagens e amostras de testemunhos. Para fundações, é interessante obter o valor de RMR para comparar correlações de módulo de elasticidade do maciço rochoso ( $E_m$ ) com o mesmo módulo obtido de correlações, a partir da resistência a compressão uniaxial de amostras da rocha.

A revisão de Bieniawski (1989) utiliza os seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta ( $\sigma_c$ );
- RQD (*Rock Quality Designation*);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condição das descontinuidades;
- Influência da água;
- Orientação das descontinuidades.

Para aplicação desse sistema, o maciço rochoso é dividido em regiões estruturais, classificadas separadamente. Os limites das regiões estruturais geralmente coincidem com a característica principal da rocha, tal como as falhas. Hoek *et. al.* (1993) afirmaram que em alguns casos, para o mesmo tipo de rocha, mudanças significativas no espaçamento das descontinuidades podem necessitar a divisão do maciço rochoso em pequenas regiões estruturais.

Alguns detalhes importantes do sistema para aplicação em fundações na busca pelo módulo elástico do maciço ( $E_m$ ) são:

- *Point load strength index* refere-se ao valor obtido no ensaio de carga pontual, também chamado de ensaio de Franklin, conforme figura 14;
- O espaçamento entre as descontinuidades deve ser obtido *in situ*, com a amostra retirada na sondagem; na falta dessa, é possível correlacionar o provável valor de espaçamento em função do RQD ou do fator  $j$ , conforme tabela 9;
- As diretrizes para a classificação das descontinuidades e o uso de fatores de correção para cada tipo de obra estão ilustrados na figura 14.

Nota-se que a variação do índice RMR está entre zero e 100, porém, a classificação denominada “muito fraco” possui limite superior de RMR igual a 20.

Hoek *et. al.* (1993) lembram que o sistema RMR foi basicamente concebido para aplicação em obras de construção civil e infraestrutura, tornando-o conservador para a indústria de mineração. Por esse motivo, algumas modificações foram realizadas para torná-lo mais relevante e específico. O trabalho de Bieniawski (1989) contempla essas mudanças específicas para a indústria de mineração, entretanto, não serão destacadas nesta pesquisa devido ao interesse de aplicação apenas em fundações. O autor apresentou correlações entre valores obtidos *in situ* do módulo elástico  $E_m$  (GPa), com valores obtidos RMR, conforme equação (6). A recomendação de aplicação dessa expressão foi feita para valores RMR iguais ou superiores a 50.

$$E_m = 2 RMR - 100, \text{ para } RMR > 50 \quad (6)$$

Para Gannon *et. al.* (1999), o uso da equação (6) para rochas muito alteradas ou brandas pode ficar questionável. Bell (1983) apontou que a correlação do RMR com o módulo de elasticidade do maciço rochoso  $E_m$  deve ser muito cuidadosa, principalmente em xistos ou outros materiais suscetíveis ao inchamento. Na busca em resolver essa limitação, Boyd (1993) extrapolou as relações RMR x  $E_m$  para valores de RMR menores que 30, assumindo que o comportamento condicionante era semelhante ao de cascalhos densos, enrocamentos e argilas sobreadensadas de alta rigidez. Assumindo valores típicos de rigidez desses materiais, Boyd (1993)

propôs correlações tipicamente dependentes dos níveis de tensões atuantes, determinando  $E_m$ , em MPa, conforme equações (7) e (8):

- Para baixas tensões verticais principais *in situ* (ordem de  $\sigma_v' = 10$  kPa):

$$E_m = \frac{(RMR)^4}{1000} \quad (7)$$

- Para altas tensões verticais principais *in situ* (ordem de  $\sigma_v' = 1000$  kPa):

$$E_m = \frac{(RMR)^3}{10} \quad (8)$$

A. PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO E SEUS RESPECTIVOS PESOS								
Parâmetros			Variação de valores					
1	Resistência da rocha intacta	Índice ensaio "point load"	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Preferível valores de resistência à compressão uniaxial	
		Resistência à compressão	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa
	Pesos	15	12	7	4	2	1	0
2	Qualidade das amostras - RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%	
	Pesos		20	17	13	8	3	
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	Pesos		20	15	10	8	5	
4	Condição das descontinuidades (ver E)		Superfícies muito rugosas Descontinuas Sem separação Parede de rocha sã	Superfícies ligeiramente rugosas Separação < 1mm Parede ligeiramente alterada	Superfícies ligeiramente rugosas Separação < 1mm Parede muito alterada	Superfícies polidas ou Preenchimento e < 5mm ou Separação 1-5mm Continua	Preenchimento e > 5mm ou Separação > 5 mm Continua	
	Pesos		30	25	20	10	0	
5	Nível d'água (N.A)	Fluxo por 10m de comprimento de túnel (l/m)	Nenhum	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
		(Pressão de água na junta) / (Tensão principal $\sigma$ )	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5	
	Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Úmido	Gotejando	Fluindo		
	Pesos		15	10	7	4	0	
B. AJUSTES DE PESOS PARA ORIENTAÇÕES DAS DESCONTINUIDADES (VER F)								
Orientação das descontinuidades			Muito Favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável	
Pesos	Túneis e minas		0	-2	-5	-10	-12	
	Fundações		0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes		0	-5	-25	-50		
C. CLASSES DO MACIÇO ROCHOSO DETERMINADAS PELOS PESOS TOTAIS								
Pesos			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21	
Números da classe			I	II	III	IV	V	
Descrição			Maciço Rochoso muito bom	Maciço Rochoso bom	Maciço Rochoso razoável	Maciço Rochoso fraco	Maciço Rochoso muito fraco	
D. SIGNIFICADO DAS CLASSES DO MACIÇO ROCHOSO								
Números da classe			I	II	III	IV	V	
Tempo médio de suporte (stand up time)			20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 hrs para 2,5 m de vão	30 min. para 1 m de vão	
Coesão do maciço rochoso (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100	
Ângulo de atrito do maciço rochoso (graus)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15	
E. ORIENTAÇÕES PARA CLASSIFICAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES (condições)								
Comprimento da descontinuidade (persistência)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m	
Pesos			6	4	2	1	0	
Separação (abertura)			Nenhuma	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm	
Pesos			6	5	4	1	0	
Rugosidade			Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente Rugoso	Quase Liso	Liso	
Pesos			6	5	3	1	0	
Enchimento			Nenhum	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Mole < 5 mm	Mole > 5 mm	
Pesos			6	4	2	2	0	
Grau de alteração			Sem alteração	Ligeiramente alterado	Moderadamente alterado	Muito alterado	Em decomposição	
Pesos			6	5	3	1	0	
F. EFEITO DA ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES - TÚNEIS								
Direção perpendicular ao eixo do túnel				Direção paralela ao eixo do túnel				
Abertura no sentido da inclinação - 45 a 90°		Abertura no sentido da inclinação - 20 a 45°		Inclinação - 45 a 90°		Inclinação - 20 a 45°		
Muito Favorável		Favorável		Muito Favorável		Razoável		
Abertura no sentido inverso da inclinação - 45 a 90°		Abertura no sentido inverso da inclinação - 20 a 45°		Inclinação - 0 a 20°				
Razoável		Desfavorável		Razoável				

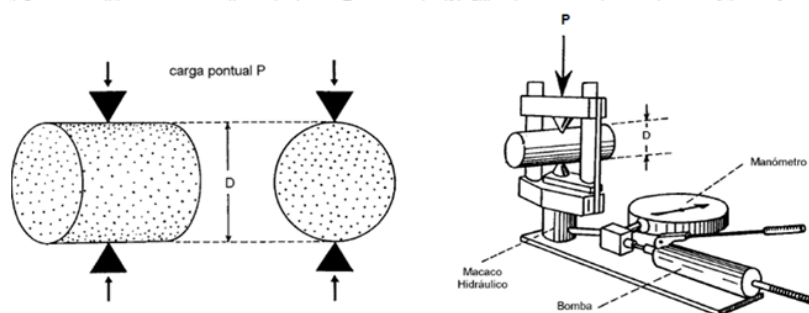


Figura 14 – Sistema de classificação de maciços rochosos RMR (BIENIAWSKI, 1989).

Para obras de engenharia (incluem-se fundações até 30 m) Boyd (1993) recomendou outra expressão para estimar  $E_m$  (MPa), conforme equação (9):

$$E_m = 3,5 \cdot (RMR)^{3,75} / 1000 \quad (9)$$

Serafim & Pereira (1983) também fizeram sua contribuição para correlações entre RMR x  $E_m$  para valores de RMR menores que 50, sendo  $E_m$ , em GPa, conforme equação (10):

$$E_m = 10^n \quad (10)$$

$$n = \frac{(RMR - 10)}{40} \quad (11)$$

sendo  $E_m$  o módulo de elasticidade do maciço rochoso, em GPa.

A expressão (10) admite resultados de módulo elástico do maciço entre 0,562 e 10 GPa.

Gannon *et. al* (1999) recomendam que a expressão de Serafim & Pereira (1983) seja utilizada com cautela, principalmente em rochas que derivem de propriedades argilosas. Os autores afirmaram que todas as equações apresentadas para estimativa do módulo elástico do maciço rochoso possuem resposta rápida e simples, devendo os parâmetros de entrada possuir boa avaliação pelas informações de campo, tornando-se um método prático para estimar esse módulo. Porém, também afirmam que esse não deve ser o único meio de determinar  $E_m$ , nem o método preferido para elaboração de projetos. Os autores recomendaram o uso de ensaio pressiométrico para a determinação desse módulo.

Menezes & Lima (2012) também afirmaram que as propriedades elásticas da rocha (com suas descontinuidades) podem ser determinadas por ensaios não destrutivos, através de ondas longitudinais e transversais. Com os valores das ondas medidas em laboratório (no testemunho submetido ao ensaio de compressão uniaxial), é possível determinar as características elásticas e dinâmicas da rocha, como módulo de elasticidade longitudinal, módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson. Dados do IPT (*apud* CHIOSSI, 2013), indicam valores de  $E_m$  e  $\nu_r$  para rochas encontradas no interior de São Paulo, conforme tabela 10.

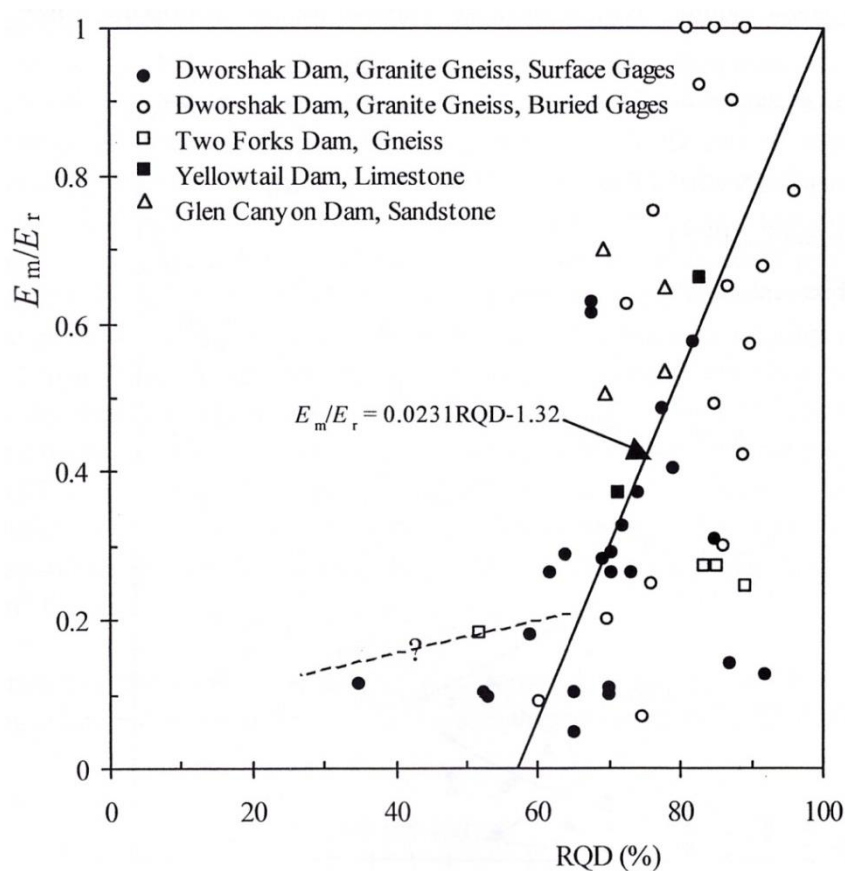


Tabela 10 - Dados sobre rochas do Estado de São Paulo (IPT *apud* CHIOSSI, 2013).

Tipo de ensaio	Diabásio (Campinas)	Calcário (Sorocaba)	Quartzito (Jaraguá)
Resistência à compressão, $q_u$ (MPa)	162	75	0,30
Módulo de elasticidade, $E_m$ (GPa)	93	76	56
Coefficiente de Poisson, $\nu_r$	0,24	0,28	0,08

#### 4.2.4.5 Relações de $E_m$ e RQD

Há proposições que correlacionam o módulo elástico do maciço rochoso  $E_m$  com o RQD determinado pelas amostras obtidas na investigação geotécnica. Uma das proposições mais conhecidas, baseada nos estudos de campo de Deere *et. al.* (1967), foi realizada por Coon & Merritt (1970), porém, limita-se a valores de RQD maiores que 60 %, conforme figura 15. A razão  $E_m/E_r$  significa a proporção entre o módulo elástico do maciço rochoso em relação ao módulo elástico da rocha intacta.

Figura 15 - Correlação empírica entre  $E_m/E_r$  e RQD, por Coon & Merritt (1970).

Também foi adotado que para RQD de 100 % o valor de  $E_m$  seria igual a  $E_r$ , uma condição de certa forma insegura, pois o RQD de 100 não significa que a rocha é intacta. Portanto, para complementar essa correlação com mais dados experimentais e considerar novas hipóteses mais realistas, Zhang & Einstein (2000) apresentaram novidades nas correlações empíricas baseada em dados de vários outros autores, conforme apresentado na figura 16.

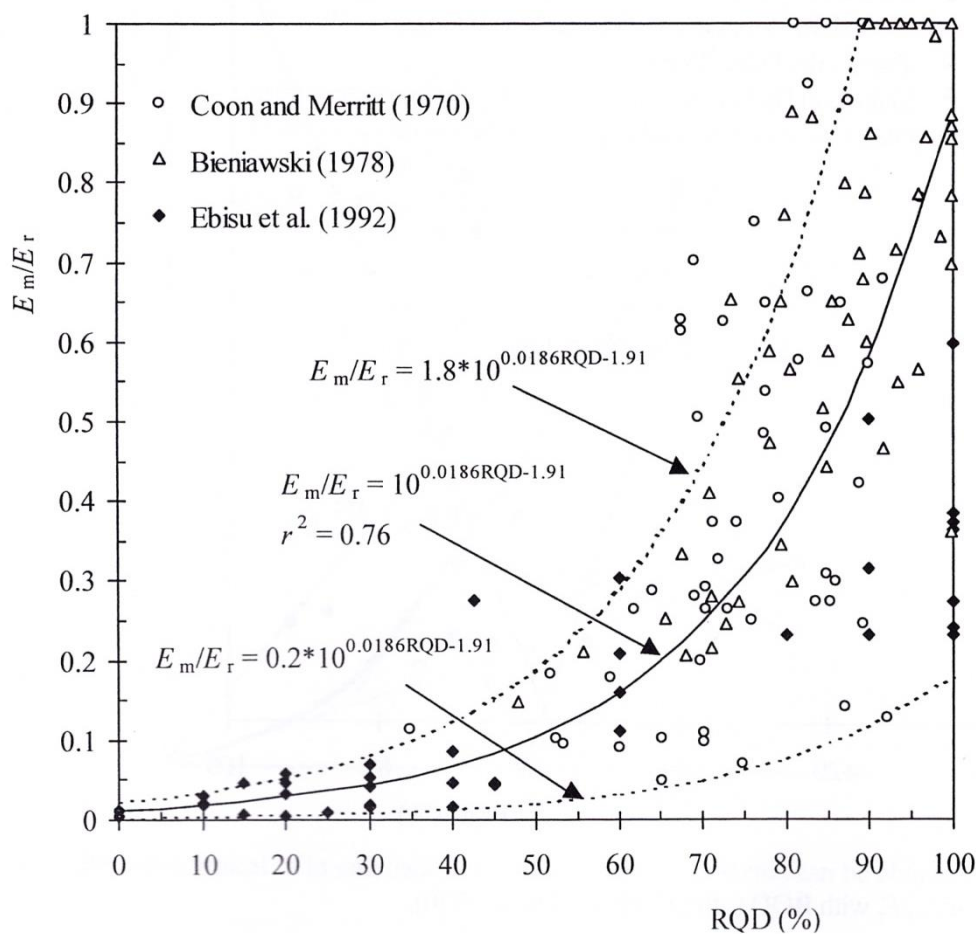


Figura 16 - Correlações empíricas de  $E_m/E_r$  e RQD propostas por Zhang & Einstein (2000).

### 4.3 Estacas de Concreto Embutidas em Rocha (*rock socket piles*)

#### 4.3.1 Introdução

Apesar da pouca informação ou muita indefinição acerca do tema atualmente, Terzaghi (1942) já havia pesquisado a influência que uma área circular carregada causava numa base rígida abaixo de uma massa flexível elástica de solo. Esse estudo teve seu início na análise de influência da rigidez da base de massas elásticas (de solo) acerca de tensões e deformações. Entender como as

distribuições de tensão aconteciam e qual o comportamento que se poderia esperar da massa de solo, eram os objetivos principais na época.

Até a década de 70, há poucas pesquisas desenvolvidas em torno de estacas embutidas em rocha. Tomlinson (1977) já havia afirmado, mesmo após essa época, que pouca pesquisa ou observação havia sido realizada para problemas de estacas terminadas em rocha. De fato, a partir de meados da década de 70 até primeira década do século XXI, muitos trabalhos de pesquisa desenvolveram-se e a base de dados de ensaios para entender o comportamento de estacas embutidas em rocha cresceu consideravelmente. Alguns trabalhos transformaram a engenharia de fundações embutidas em rochas, como o de Hobbs (1974), Rosenberg & Journeaux (1976), Horvath & Kenney (1979), Williams *et. al.* (1980), Pells *et. al.* (1980), Rowe & Armitage (1987) e Carter & Kulhawy (1988). O resgate dos conceitos principais dessa bibliografia constituiu a base teórica dessa pesquisa.

Mesmo com os avanços tecnológicos em equipamentos de escavação e investigação do subsolo, alguns itens continuam um tanto quanto problemáticos para os projetistas e construtores que optem por estacas embutidas em rocha. Segundo Gannon *et. al.* (1999), alguns pontos fundamentais ainda têm deficiência, por exemplo:

- O controle e o estudo das formações geológicas ainda não têm a atenção necessária;
- A investigação é mais onerosa quando se utiliza ensaios mais sofisticados de campo e laboratório;
- O comportamento ainda não é, de fato, totalmente entendido;
- As propriedades podem ser substancialmente modificadas pelo método de execução das estacas.

Na norma brasileira de fundações, NBR 6122 (2010), no subitem de 8.2.1 sobre determinação de cargas admissíveis para estacas embutidas em rocha, existe apenas um breve comentário:

“No caso de estacas de grande diâmetro com ponta embutida em rocha por um comprimento superior a um diâmetro, a carga na ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de fraturamento da rocha. Em ambos os casos acima

devem ser consideradas a diferença de rigidez dos solos atravessados e a diferença de comportamento tensão-deformação de atrito e de ponta” (NBR 6122, 2010, p.27).

Faz-se somente outra referência, na mesma norma, às fundações superficiais em rocha, com comentários muito vagos.

É natural que se aponte a diferença entre materiais atravessados de diferentes rigidezes. Este assunto é pouco difundido no Brasil e, como prova disso, cita-se o capítulo com um quarto de página do livro ABMS/ABEF (Hachich *et. al.*, 1998, pp. 271), considerado um manual para a engenharia de fundações no Brasil. A análise é bem superficial, pouco explicativa e limitada. Então, esclarece-se:

- Capacidade de ponta: é sugerida como tensão admissível  $q_b = 10xq_u$ . Afirma-se ainda que, na prática, utiliza-se em projetos valores de ruptura de  $q_b = 3xq_u$ , e que, se for aplicado um fator de segurança igual à 3, a tensão admissível na base  $q_b$  será igual à resistência à compressão simples da rocha,  $q_u$ . Esclarece-se, pois, que os conceitos citados são originais apenas do trabalho de Rowe & Armitage (1987) e que há diversas proposições ao longo dos anos de outros autores, como por exemplo, de Zhang & Einstein (1988), que recomenda tensão de ruptura na base igual à  $q_b = 4,8xq_u$  aproximadamente (para  $p_a = 101,3$  kPa);
- Capacidade de atrito lateral: apresentou-se apenas a formulação (13) com  $C = 1,3$  e  $n = 0,5$ , encontrada, de forma modificada, na referência de Fleming *et. al.* (2009). Esclarece-se que nesta edição mais revisada da referência, foi apresentado o coeficiente  $C$  variando-se de 1 a 3, conforme trabalhos de Kulhawy & Phoon (1993). No capítulo 4.3.3 desta pesquisa, vários métodos podem ser observados, os quais propiciam maior base de dados para comparações. O limite proposto de 5 % da tensão aplicada no concreto corresponde, originalmente, à recomendação dos autores Horvath & Kenney (1979), corroborados posteriormente por Poulos & Davis (1980) e Carter & Kulhawy (1988).

Entretanto, Décourt faz sua análise sobre o atrito lateral das estacas em ABMS/ABEF (Hachich *et. al.*, 1998, pp. 279-280) afirmando que entre a estaca e o solo, o atrito desenvolve-se para pequenas deformações, enquanto a reação de

ponta necessita de grandes deformações para sua mobilização. Para Décourt, em ABMS/ABEF (Hachich *et. al.*, 1998), alguns autores associam o pleno desenvolvimento do atrito lateral à faixa de 0,5 a 2 % do diâmetro da estaca, enquanto outros admitem que essa mobilização é independente do tipo do solo, da estaca, das suas dimensões e de sua compressibilidade.

Décourt (1995) citou o conceito do atrito puro e recalque de ponta pura, ou seja, ausência de resistência de ponta e atrito, respectivamente. O desenvolvimento da mobilização da resistência da estaca seria função da rigidez do solo ao longo do fuste e do solo sob sua ponta. Mais adiante, Décourt, em ABMS/ABEF (Hachich *et. al.*, 1998), define o limite inferior para a mobilização do atrito lateral de uma estaca, função de seu recalque elástico.

Até pouco tempo atrás, no Brasil, estacas escavadas de grande diâmetro embutidas em rocha foram comumente projetadas em obras de pontes e obras especiais (figura 17), utilizando-se tecnologia de *roller bit's* e circulação reversa, com perfuratrizes *Wirth*, por exemplo. As condições geológicas para fundações em pontes podem ser extremamente variáveis, constituídas por solos granulares finos a grossos, argilas e siltes de diversas consistências, como rochas sedimentares, metamórficas e ígneas, fraturadas ou intemperizadas (CHEN & LIAN, 2000). Com a renovação de tecnologia a cada ano, o mercado brasileiro tem hoje equipamentos com capacidades de escavação para rochas de alta resistência, de até  $q_u = 100$  MPa, segundo os fabricantes. Porém, sabe-se, no meio técnico, que o custo de manutenção pelo desgaste causado nessas rochas ainda é muito alto. Entretanto, a utilização dessa ferramenta está sendo aplicada, principalmente para rochas de resistências mais baixas, mais compressíveis e fraturadas.

Com a praticidade em se usar o mesmo equipamento, tanto para paredes diafragma quanto para estacas barrete (mesma seção retangular), ocorrem novos espaços para a execução de estacas barreteres embutidas em rocha em obras comuns, podendo-se projetar altíssimas capacidades de carga e diminuir os custos relativos de empreendimentos residenciais e comerciais, por exemplo. A tabela 11 indica que, do ponto de vista de capacidade de carga, as estacas escavadas de grande diâmetro embutidas em rocha equivalem-se às estacas tubulares metálicas concretadas, utilizadas amplamente em fundações *off-shore*. Infelizmente, essa área

do conhecimento não parece dominada, ainda, em nosso país, o que leva a projetos mais conservadores e, portanto, mais caros. As próprias revisões da norma brasileira NBR 6122 (2010) muitas vezes, não acompanham a evolução tecnológica do mercado de fundações.

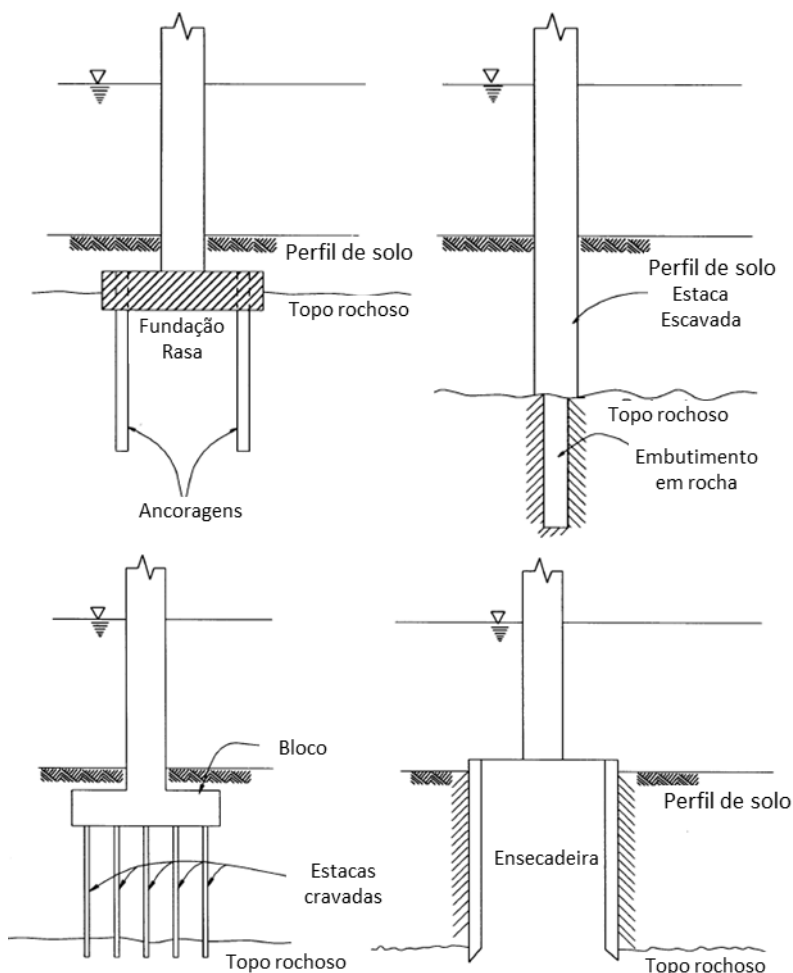


Figura 17 - Típicas fundações em pontes (CHEN & LIAN, 2000).

Rowe & Armitage (1987) também relatam que os métodos para determinação da capacidade de carga de uma estaca em rocha são conservadores e, por isso, raramente alcança-se a ruptura em ensaios de desempenho. Também por esse motivo, a maioria dos projetos baseia-se em critérios de limite de recalques.

Tabela 11 – Típicas cargas máximas de trabalho para fundações profundas individuais (CHEN & LIAN, 2000).

<b>Tipo de fundação</b>	<b>Diâmetros (m)</b>	<b>Carga máxima de trabalho (kN)</b>
Estacas de concreto cravadas	Até 0,45	900 a 2200
Estacas tubulares de aço cravadas	Até 0,45	450 a 2200
Estacas metálicas e perfil H cravadas	Até 0,45	450 a 2200
Estacas escavadas	Até 0,60	Até 3500
Estações tubulares metálicos concretados (ou estacas escavadas de grande diâmetro embutidas em rocha)	0,6 a 3	2700 a 45000

Gannon *et. al.* (1999) também observaram a falta de conhecimento para projetos mais realistas e econômicos:

“There is a perception within the piling industry that the design methods are too conservative and that assessments of design parameters are too pessimistic. This is in part because of inadequate understanding of pile behaviour and in part because the lack of a flexible and robust procurement process leads to uneconomic design and contractual disputes during construction” (GANNON *et. al.*,1999, p. 13)<sup>2</sup>

Rowe & Armitage (1987) afirmaram que a maioria do carregamento sobre uma estaca em rocha é absorvida pela resistência de adesão lateral, até que ocorra um deslizamento na interface estaca-rocha. Apenas se esse deslizamento ocorrer, as cargas são transmitidas à ponta.

Sendo assim, para se iniciar o desenvolvimento de qualquer modelo geotécnico de cálculo, é necessário primeiramente entender em qual classificação o maciço rochoso enquadra-se. Para Gannon *et. al.* (1999) as investigações devem atender três requisitos básicos:

- Natureza;
- Propriedades;

<sup>2</sup> Existe uma percepção na indústria de fundações na qual os métodos de dimensionamento de estacas embutidas em rocha são muito conservadores e que as avaliações dos parâmetros utilizados são muito pessimistas. Isto é devido, em parte, pelo inadequado entendimento do comportamento dessas estacas, e em outra parte, pela falta de contratos consolidados e flexíveis, que levam a dimensionamentos antieconômicos e disputas contratuais durante a fase de construção.

- Comportamento.

Assim, entender como o maciço rochoso comporta-se, torna-se condição principal de um bom projeto de fundações embutidas em rocha.

Kulhawy & Phoon (1993) apresentaram uma comparação entre classificações de rochas a partir de valores de resistência à compressão uniaxial, obtidos em laboratório (figura 18). O termo *weak* (branda) foi definido pela Instituição de normas britânica (*BRITISH STANDARDS INSTITUTION*, 1981) relativo às rochas com resistência à compressão uniaxial entre 1,25 e 5 MPa. Mais adiante, a Sociedade Geológica do Grupo de Engenheiros de Londres (*GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP WORKING PARTY REPORT*, 1995) introduziu um limite inferior para a resistência à compressão uniaxial da rocha de 0,6 MPa e um limite superior de resistência ao cisalhamento para solos de 0,3 MPa (identificando a separação da classe de material). Outra forma para entender as rochas brandas diz respeito à rigidez e o módulo de elasticidade do maciço rochoso, que nesse caso, não deve ser maior de 30 GPa (menor que módulo de Young do concreto a curto prazo).

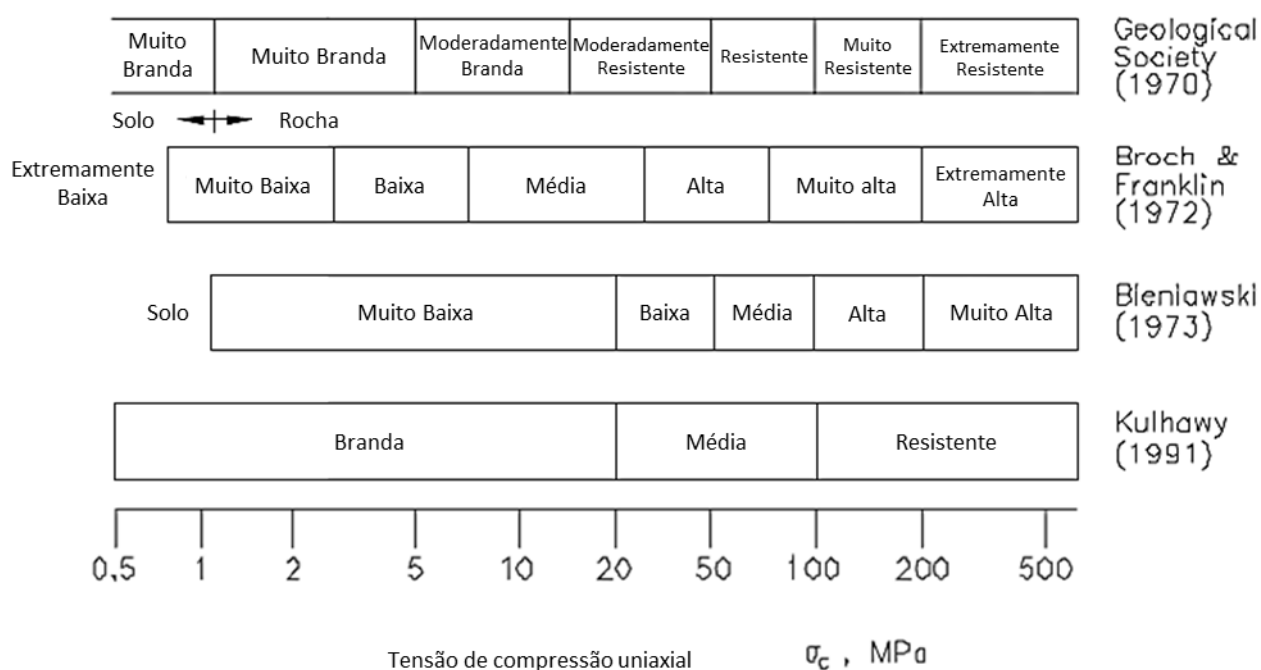


Figura 18 – Denominações das rochas baseadas na tensão de compressão uniaxial (KULHAWY & PHOON, 1993).

Gannon *et. al.* (1999) afirmaram que maciços rochosos com módulos elásticos ( $E_m$ ) maiores que 30 GPa, geralmente fazem com que o desempenho da estaca fique



ligado mais às propriedades e ao comportamento dos materiais que a compõem do que à rocha propriamente dita. Para estas situações, a resistência ao cisalhamento seria predominante nas considerações para projeto.

Além das características da rocha, é necessário conhecer as propriedades do concreto utilizado na execução de estacas moldadas *in loco*. No que se refere ao módulo elástico utilizado para projeto, a NBR 6118 (2002) especifica sua obtenção com ensaio específico, ou estimado através de equação (12):

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (12)$$

sendo  $E_{cs}$  e  $f_{ck}$  dados em MPa.

A norma recomenda utilizar o módulo elástico secante para análises do comportamento da estrutura e verificação dos estados limites de serviço. O coeficiente de Poisson  $\nu$  pode ser tomado como 0,2 para tensões de compressão menores que  $0,5x f_c$  (tensões de compressão no concreto). O módulo de elasticidade transversal pode ser calculado como  $0,4xE_{cs}$ . A NBR 6118 (2002) esclarece que para tensões de compressão até  $0,5x f_c$ , pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se o módulo elástico secante calculado em (12).

Os processos de transferência de carga e resistência ao cisalhamento na interface estaca-rocha são comentados por Fleming *et. al.* (2009), os quais afirmam ser um fenômeno complexo, dependente das características da interface, do grau de rugosidade da rocha e claro, de suas propriedades. Basicamente, uma estaca embutida em rocha resiste ao atrito lateral (adesão rocha-estaca) e a reação de ponta, desprezando-se, na maioria dos casos, a contribuição do solo (figura 19). Kulhawy *et. al.* (2005) comentaram que a forma com que o carregamento é distribuído entre ponta e adesão lateral varia em função da (o, as):

- Magnitude do carregamento;
- Geometria da estaca;
- Propriedades elásticas do maciço rochoso;
- Propriedades do fuste de concreto da estaca;
- Limite de capacidade de carga da ponta;
- Resistência da adesão lateral.

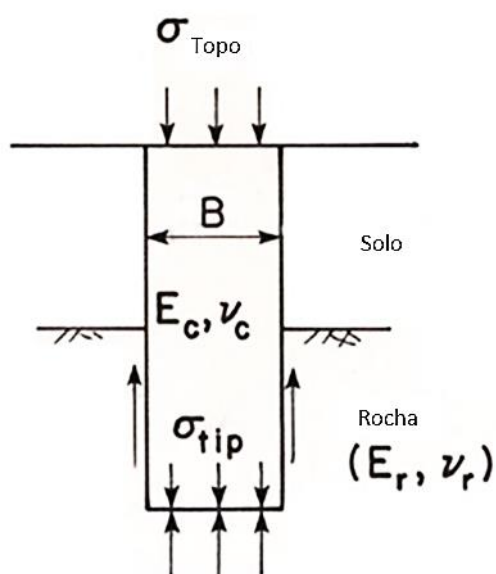


Figura 19 – Esquema típico de uma estaca embutida em rocha (KULHAWY *et. al.*, 2005).

De fato, a parcela mais atrativa para pesquisas e estudos ao longo do tempo foi justamente determinar essa adesão lateral da estaca com a rocha. Fleming *et. al.* (2009) afirmaram que, na prática, é comum correlacionar valores de adesão lateral da rocha, obtidos em ensaios de campo e laboratório, com sua resistência à compressão uniaxial. Nos capítulos 4.3.2 e 4.3.3, apresentam-se diversas correlações, porém, sabe-se que esse conceito é muito mais complexo do que simples correlações empíricas.

Diante do exposto, alguns fatores tornam-se cruciais para uma boa análise, condicionantes do comportamento de estacas embutidas em rocha, como determinar, de forma mais precisa possível:

- O módulo de elasticidade do maciço rochoso;
- O módulo de elasticidade cisalhante do maciço rochoso;
- A resistência lateral por adesão do fuste de concreto com o maciço rochoso;
- O módulo de elasticidade do concreto armado;
- A influência de fraturas, descontinuidades, e etc. do maciço rochoso em todos os fatores anteriores.

#### 4.3.2 Comportamento geral e de adesão lateral na interface rocha-estaca

A figura 20 ilustra o comportamento típico de estacas sob carregamentos axiais, do ponto de vista de tensões e deformações, para embutimentos completos em rochas

(KULHAWY *et. al.*, 2005) e apenas atrito lateral (PELLS, 1999). Para embutimento completo, existe uma relação aproximadamente linear a partir da origem, seguido de uma transição não-linear, até encontrar novamente um trecho aproximadamente linear final. Essas regiões correspondem ao comportamento aproximadamente elástico inicial, seguido pela ruptura de adesão lateral e o deslizamento progressivo, até chegar ao deslizamento final, com a dilatação da interface e mobilização completa da ponta. Para estacas sem resistência de ponta, com vazios na parte final ou submetidas à tração, a ruptura ocorre justamente após a transição não-linear, observando-se, em sua maioria, um pico de valor nesta transição.

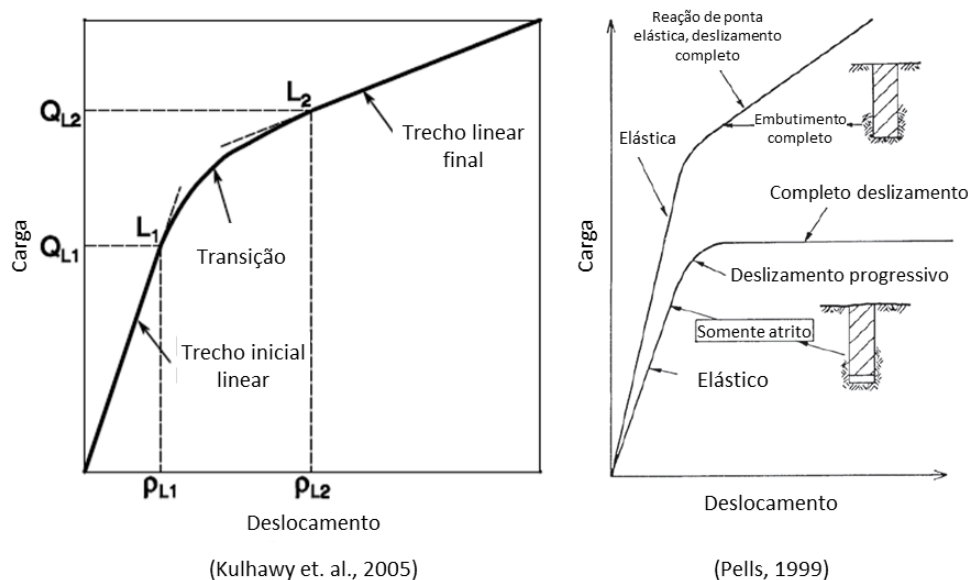


Figura 20 – Comportamento da curva carga x recalque de um embutimento completo em rocha (KULHAWY *et. al.*, 2005) e comparativo entre embutimento completo e apenas resistência de atrito lateral (PELLS, 1999).

Gannon *et. al.* (1999) afirmam que quando a estaca é carregada inicialmente, a transferência de carga é imediata para tensões cisalhantes de adesão na interface rocha-estaca. Este processo pode ser descrito elasticamente como qualquer outra estaca. Nas estacas embutidas em rocha, principalmente nas escavadas, a interface entre a estaca e a rocha é rugosa, o que ajuda na absorção da maior parte do carregamento (figura 21). Esse comportamento difere pelas propriedades únicas e exclusivas das rochas, como se pode observar na figura 8, tanto para rochas brandas quanto resistentes.

Nas curvas de comportamento não linear, a principal pergunta é: como definir a capacidade de carga da fundação para um projeto de utilização mais arrojada?

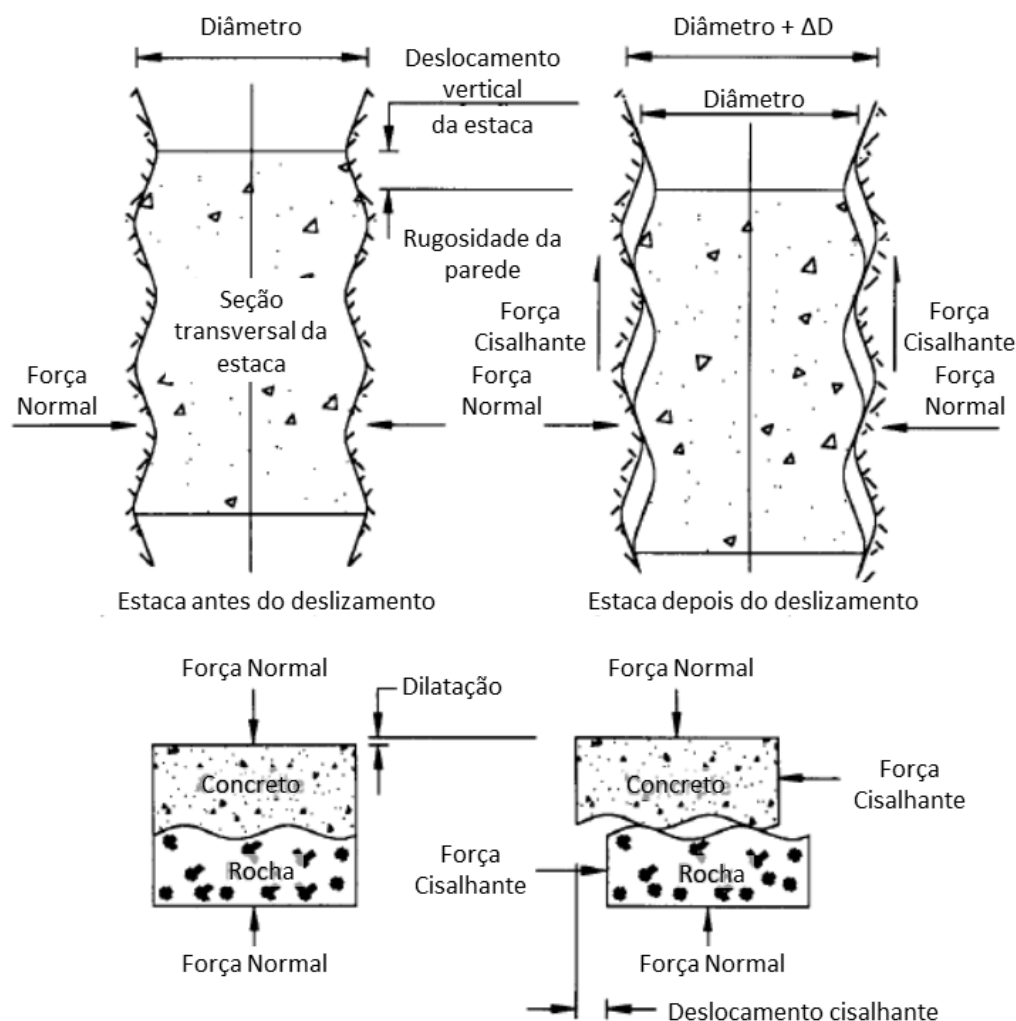


Figura 21 – Comportamento da interface estaca-rocha (JOHNSTON & LAM, 1989 *apud* GANNON *et. al.* 1999).

Garneau & Samson (1974) consideraram razoável e consistente interpretar a carga de ruptura do embutimento pelo uso de  $Q_{L2}$  (figura 20), seguida sempre pela transição não-linear, e em certos momentos, representa até o ponto de inflexão dessa curva, ocasião que a dilatação não existe ou é muito pequena. Nesse ponto, inicia-se a total resistência de ponta ou se consolida a ruptura, caso a primeira seja inexistente.

Devido à necessidade em se conhecer e determinar parâmetros de resistência de atrito lateral entre rocha e concreto das fundações, diversas investigações foram realizadas ao longo dos anos, em diversos tipos de rocha, principalmente por autores como Rosenberg & Journeaux (1976), Horvath (1978), Williams (1980), Pells *et. al.* (1980) e Carter & Kulhawy (1988). No geral, os autores buscaram medir

valores de pico dessas resistências ( $f_{su}$ ) e valores residuais ( $f_{res}$ ), relacionando-os com as resistências obtidas em ensaios de compressão uniaxial das rochas.

Rosenberg & Journeaux (1976) apresentaram dois ensaios levados à ruptura, com objetivo de encontrar a máxima adesão de resistência lateral e identificar que, mesmo em rochas alteradas, esse valor é significativo e mobilizado para pequenos deslocamentos (além de permanecer constante após a ruptura). O resultado dos ensaios está ilustrado na figura 22.

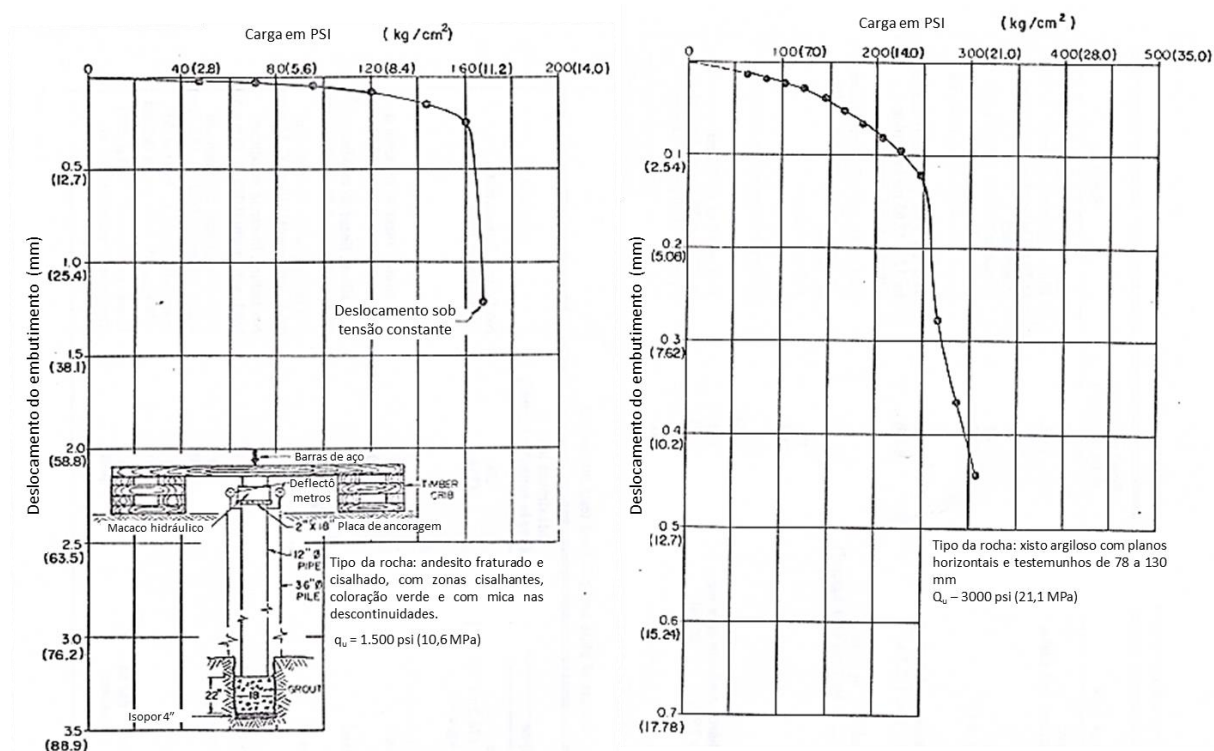


Figura 22 - Prova de carga para embutimento em rocha sem ponta à compressão (esq.) e tração (dir.) (ROSENBERG & JOURNEAUX, 1976).

- a) O primeiro ensaio (compressão) foi executado num embutimento de 0,45 m de diâmetro e 0,56 m de comprimento, à profundidade de 12,20 m, tendo um tubo metálico de diâmetro 0,3 m (isolado de qualquer atrito) a função de transferir a carga. Para eliminar a resistência de ponta, foi posicionado um isopor de 0,1 m abaixo do embutimento. A rocha do local consistia num andesito fraturado, com zonas cisalhantes e resistência a compressão uniaxial  $q_u$  de 10,55 MPa. A máxima tensão aplicada pelos autores foi de 1,19 MPa, sendo observada a ruptura em 1,12 MPa, com deslocamento de 6,35 mm. Não foi constatada perda de resistência de adesão com a continuação do deslocamento.
- b) O segundo ensaio (tração) foi executado em embutimento de diâmetro 0,20 m e comprimento de 0,91 m, numa profundidade de 16,70 m. O embutimento foi ligado a um bloco de ancoragem metálico por meio de cabos metálicos ancorados na superfície. O carregamento foi realizado por uma haste metálica reagindo contra o revestimento da estaca. A rocha consistia num xisto argiloso, com testemunhos levados à ruptura no ensaio de compressão uniaxial (de 78 a 130 mm de comprimento), com  $q_u$  de 21,1 MPa. A ruptura foi alcançada para a tensão de 1,72 MPa e não foi constatada perda de resistência de adesão com o desenvolvimento do deslocamento.

Rosenberg & Journeaux (1976) demonstraram em seus ensaios que não houve perda de resistência na adesão lateral após a ruptura (confirmados posteriormente por Williams *et. al.*, 1980) e que isso ocorre, apenas, quando há paredes de escavação rugosas. Demonstraram também que pequenos deslocamentos são suficientes para mobilizar um significativo valor de resistência lateral. Até então, a base de dados de ensaios similares que existia, muitas vezes sem características detalhadas das rochas e sem atingir à ruptura, nunca havia sido apresentada relacionando valores de adesão e resistência à compressão uniaxial das rochas. Rosenberg & Journeaux (1976) foram os primeiros a fazer esta tentativa de correlação, apresentada na figura 23.

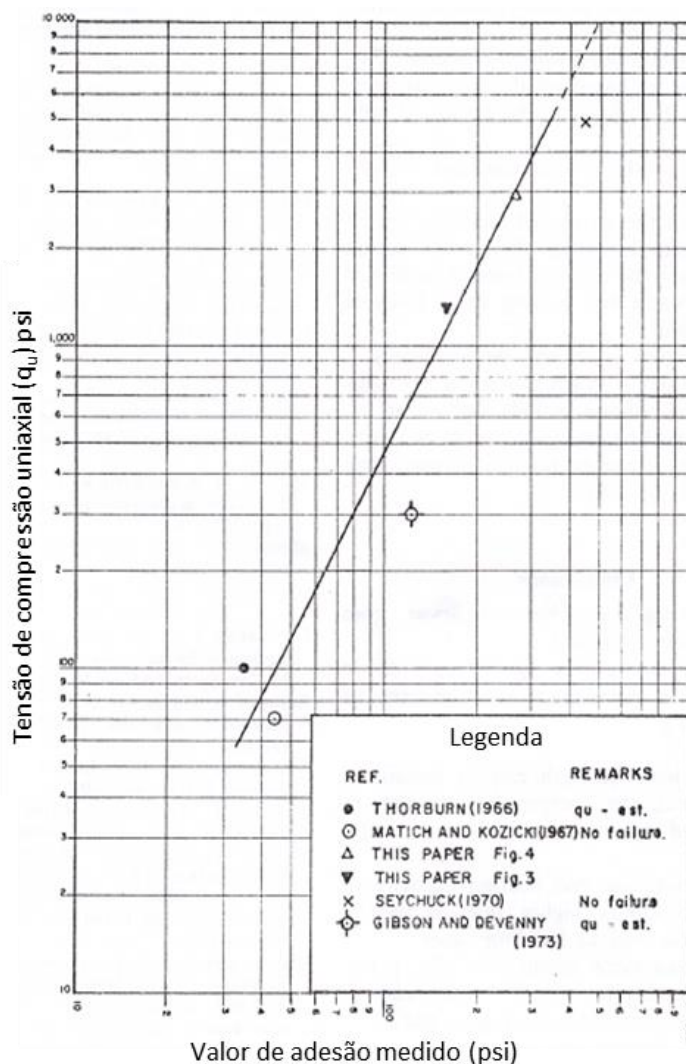


Figura 23 - Tentativa de correlação entre tensão de adesão e resistência à compressão não confinada da rocha (ROSENBERG & JOURNEAUX, 1976)<sup>3</sup>.

A partir de então, vários outros autores começaram a publicar seus resultados na mesma correlação para estimar a adesão lateral apenas em função da resistência à compressão uniaxial da rocha.

No mesmo trabalho, Rosenberg & Journeaux (1976) afirmaram que a resistência de adesão lateral desenvolvida dependeria de fatores como:

- Rugosidade das paredes do embutimento, estudadas por Williams (1980) e classificadas posteriormente por Pells *et. al.* (1980);
- Resistência do concreto;
- Qualidade da limpeza das paredes da escavação;
- Influência do lençol freático.

<sup>3</sup> 1 psi = 6,9 kPa

Mais a frente, outros estudos indicariam que a relação pura e simples de uma resistência à compressão da rocha não confinada poderia não corresponder à adesão lateral, justamente pela diferença de uma amostra intacta e um maciço confinado. Este fato, entretanto, já havia sido afirmado por Rosenberg & Journeaux (1976):

“The unconfined compressive strength is based on laboratory tests of intact rock cores and does not reflect the zones of weakness in rock mass...Such reductions may be based on experience with the local rock types and with the degree and nature of jointing known to exist”<sup>4</sup> (ROSENBERG & JOURNEAUX, 1976, p. 326).

Foi então que Williams (1980), tentando estabelecer um método teórico para explicar e modelar as correlações empíricas encontradas introduziu conceitos como a importância da rugosidade nas paredes do embutimento e os efeitos da compressibilidade de fraturas e juntas no maciço rochoso. O autor comparou a interface estaca-rocha como uma junta entre rocha-rocha, com conceitos teóricos já definidos (figura 24), como o apresentado por Barton (1973) no capítulo 4.2.3.2. Na equação (1), a relação  $JCS/\sigma_n$  assume a ruptura por deslizamento quando a tensão normal é baixa, se comparada à resistência de compressão das paredes da rocha. Há um aumento progressivo do atrito nas asperezas da junta quando a tensão normal aumenta.

O coeficiente JRC é determinado empiricamente analisando-se a resistência de várias juntas em diferentes rugosidades, algo subjetivo e difícil de realizar na prática. Portanto, Williams (1980) contornou esse problema, baseando-se na hipótese de que apenas o ângulo das asperezas é representativo, do ponto de vista da resistência cisalhante, deixando de fora a variação de sua altura.

Barton (1978, *apud* WILLIAMS, 1980) já havia feito uma análise estatística de típicos perfis geológicos rochosos e estabelecido uma correlação entre seu coeficiente JRC e os ângulos das asperezas, confirmando sua capacidade de representar a rugosidade da junta em função da tensão normal.

---

<sup>4</sup> A resistência à compressão não confinada (de rochas) é baseada em ensaios de laboratório de testemunhos intactos e não reflete as zonas de fraqueza do maciço rochoso....Tais reduções podem ser baseadas na experiência local dos tipos de rochas e no grau e natureza das descontinuidades, se existirem.



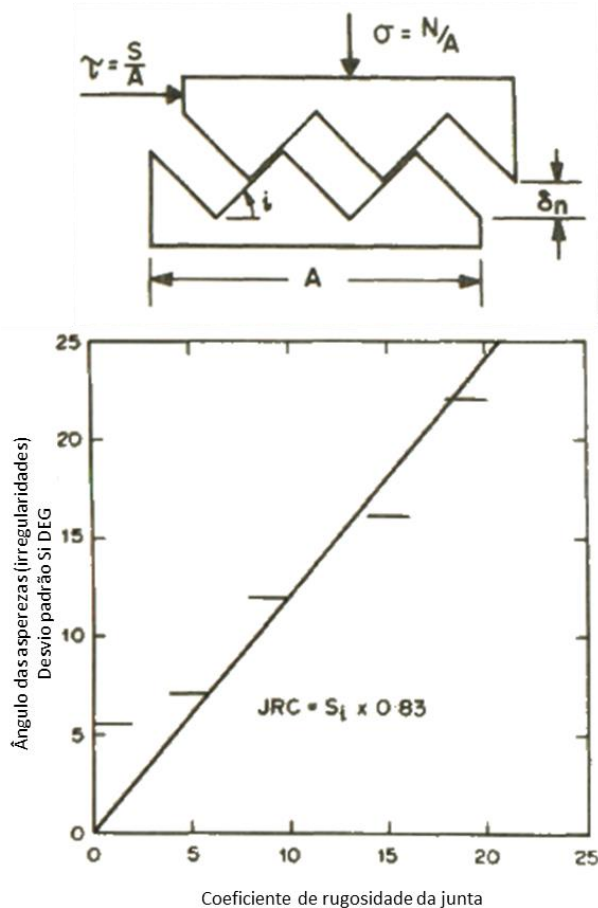


Figura 24 – Correlação entre o coeficiente de rugosidade das juntas JRC e os ângulos das irregularidades da parede da rocha Barton (1978, *apud* WILLIAMS, 1980).

Williams (1980) afirmou que em situações de embutimentos nas quais as juntas estão confinadas, a tensão normal resulta de uma dilatação normal das juntas, de acordo com a ocorrência de deslizamento ou cisalhamento, assim como resultado de efeitos elásticos, o que não a torna constante. Esse conceito também foi citado por Carter & Kulhawy (1988) indicando que altas tensões normais poderiam se desenvolver entre o maciço rochoso e fuste da estaca, principalmente devido à dilatação da interface, mas também pela influência do coeficiente de Poisson.

Williams (1980) afirmou que a variação dessa tensão normal com a dilatação é constante ( $\sigma/\delta_n = \text{cte}$ ) e desenvolveu junto com a *Monash University* da Austrália um equipamento de ensaio de cisalhamento direto com leituras da tensão normal, sob  $N/\delta_n$  constante. O autor fez três ensaios, para diferentes interfaces, medindo através de sensores:

- As tensões normais e cisalhantes que se desenvolviam;

- A dilatação (deslocamento), obtida com instrumentação de transdutores de deslocamento instalados na rocha e concreto, para medir deslocamento radial entre um ponto na interface e estimar o deslocamento em um ponto a 1 m da interface. O deslocamento medido no comprimento do sensor (*gauge*) foi ajustado para estimar a dilatação da interface em relação a uma superfície infinita, conforme teoria de Boresi (1965);
- A variação dos ângulos das asperezas;
- A variação da rigidez normal.

O primeiro ensaio foi realizado numa interface concreto-concreto, com asperezas iniciais a 45°. O segundo ensaio foi realizado numa interface rocha-concreto de argilite muito alterado, enquanto que, o terceiro, realizado em interface rocha-concreto de argilite moderadamente alterado. Os resultados comparativos entre o primeiro e o segundo ensaio estão ilustrados na figura 25. Foi possível observar uma abrupta perda de resistência cisalhante em aproximadamente 3 mm no primeiro ensaio, ocasião da ruptura das asperezas; entretanto, a tensão normal não foi afetada por essa ruptura. A queda da resistência cisalhante foi atribuída por Williams (1980) à perda de coesão das asperezas, com o comportamento subsequente relacionado ao atrito pela rugosidade desgastada.

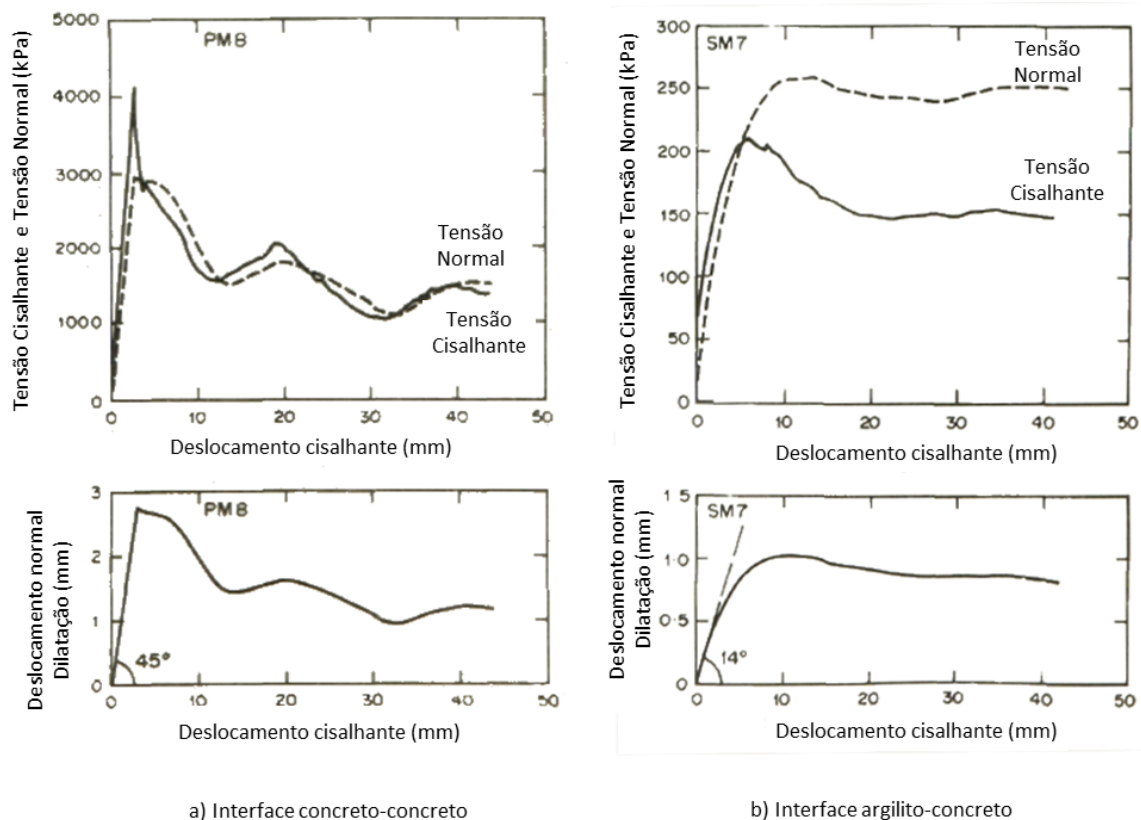


Figura 25 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em interfaces concreto-concreto e rocha-concreto (WILLIAMS, 1980).

Já no segundo ensaio, não acontece uma redução abrupta de tensão cisalhante principalmente devido à relação da dilatação ocorrida com tensão normal desenvolvida numa junta confinada, irregular e áspera. As tensões e deslocamentos normais tendem a permanecerem constantes após o cisalhamento principal nas asperezas, enquanto que a tensão cisalhante tende a decrescer gradualmente para um valor residual.

Williams (1980) indicou o efeito da rigidez normal (com o módulo elástico da massa rochosa intrínseco) no pico de valor encontrado da resistência lateral dos ensaios. A análise desse efeito é importante para projetos nos quais há redução significativa de módulo elástico do maciço rochoso devido às juntas e fraturas, conforme figura 26.

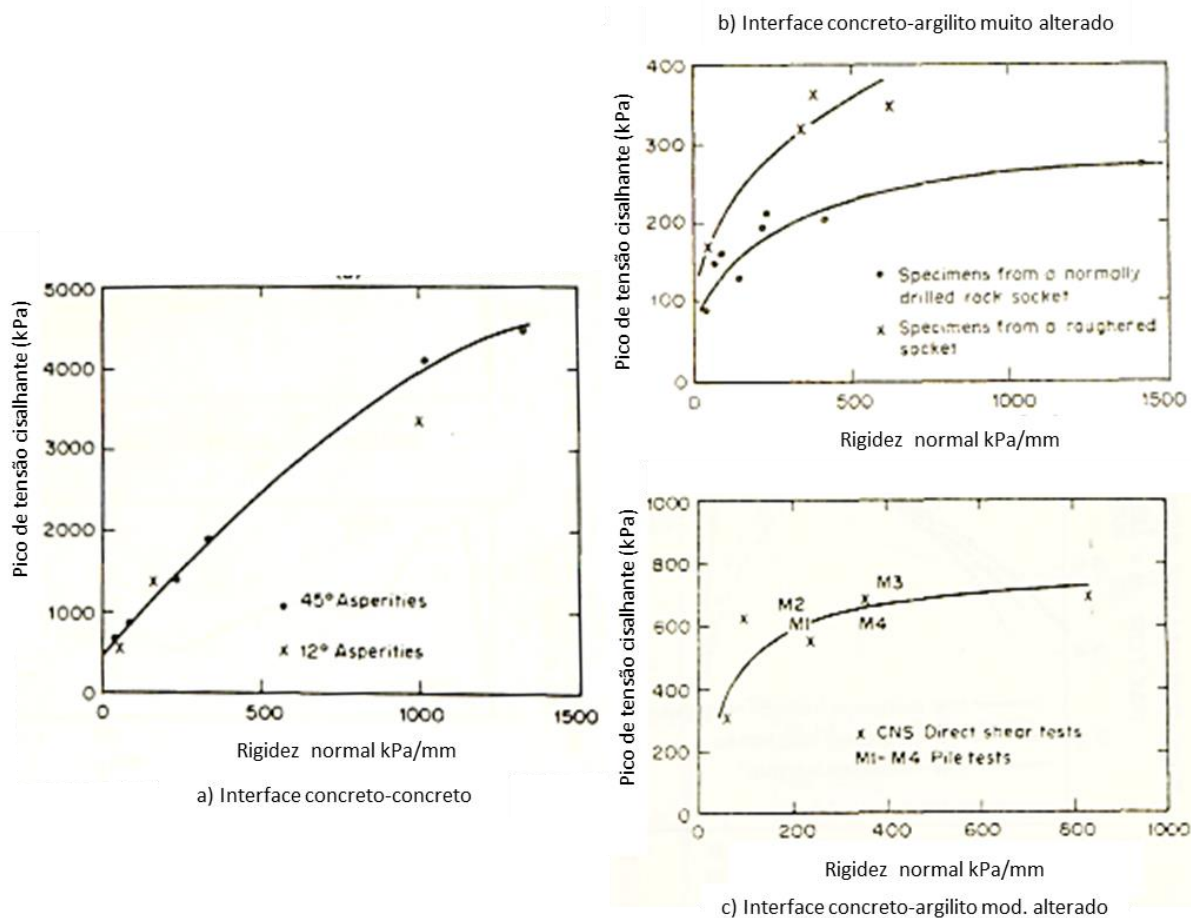


Figura 26 – Variação das tensões cisalhantes em função da rigidez normal (WILLIAMS, 1980).

Para quantificar e avaliar a mudança do módulo elástico, de uma forma geral, Williams (1980) normalizou as curvas apontadas na figura 26, em termos de um coeficiente de redução de atrito lateral  $\beta$  (ver capítulo 4.4.1), representando o atrito lateral normalizado (figura 27-b), *versus* o fator  $j$ , que indica as discontinuidades do maciço rochoso ( $E_m$ ) em relação à rocha intacta ( $E_i$ ). O autor também apresentou o comportamento da curva carga x recalque de um embutimento resistido apenas por atrito num argilito de paredes rugosas (figura 27-a), com a evolução dos deslocamentos e ângulos de dilatação da interface. Por fim, Rowe & Armitage (1987) apresentaram curvas normalizadas correlacionando o fator de variação do módulo elástico do maciço ( $j$ ), com a tensão cisalhante correspondente (figura 27-c). Todos esses resultados estão ilustrados na figura 27.

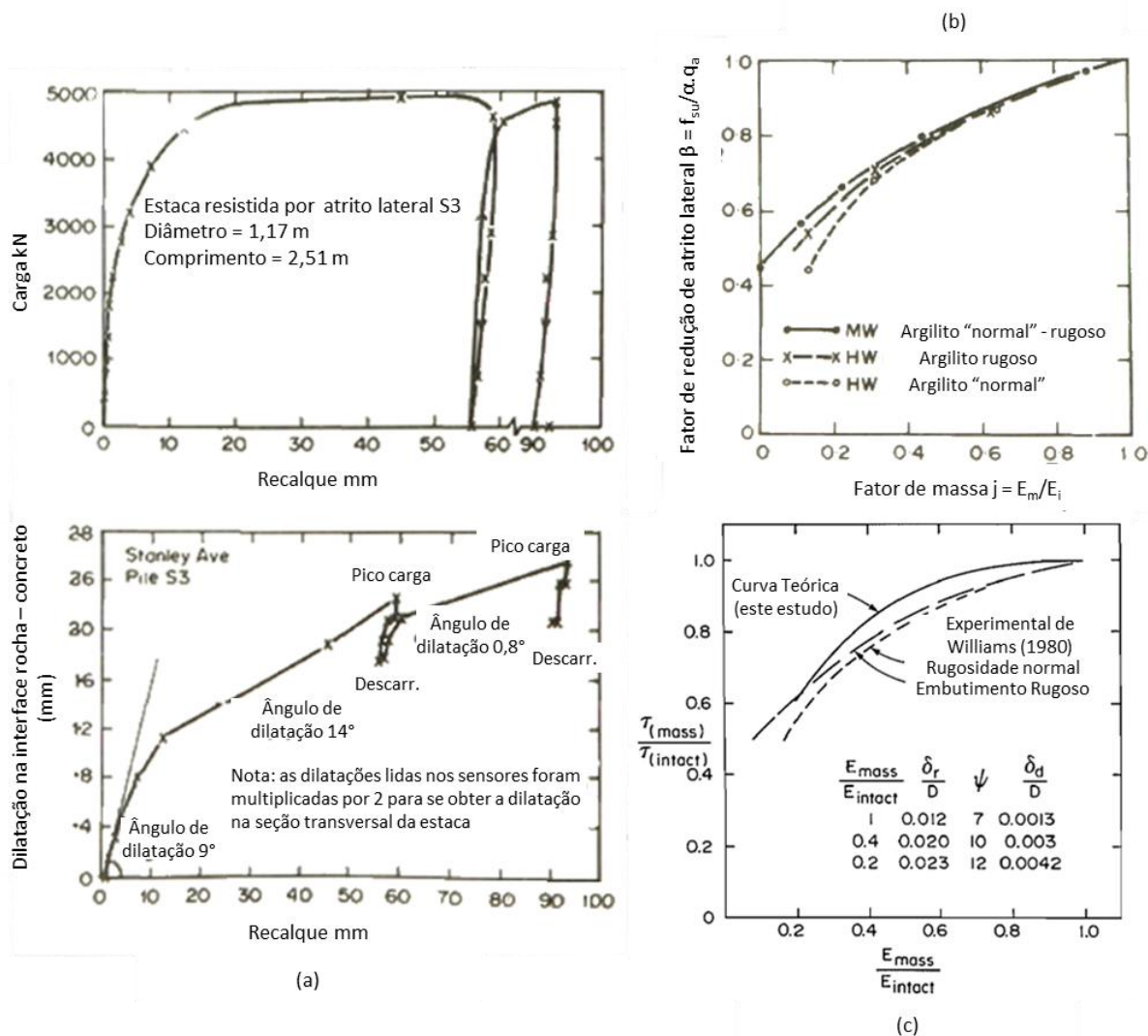


Figura 27 – Variação do ângulo das asperezas com o carregamento (a), fator de redução de atrito  $\beta$  (b) devido às discontinuidades do maciço rochoso (WILLIAMS, 1980) e curvas normalizadas (c) de tensão cisalhante e módulo de elasticidade da rocha (ROWE & ARMITAGE, 1987).

Mesmo com dispersão em resistências residuais, as estimativas mostraram que os valores de atrito lateral são altamente dependentes das tensões normais, de acordo com o desenvolvimento das dilatações. Os resultados obtidos por Williams (1980) demonstraram que os valores de pico de resistência lateral decrescem em menores proporções que o módulo elástico da massa rochosa. Pode-se notar que a dilatação aumenta rapidamente durante o início do carregamento e que o ângulo das asperezas diminui para um valor muito pequeno, quando a estaca atinge a condição residual de resistência. Dessa forma, Williams (1980) conseguiu demonstrar que o desenvolvimento da resistência na interface rocha-concreto do embutimento é similar à de uma junta ou fratura na rocha. Existe uma fase inicial na qual tanto a dilatação quanto a tensão normal aumentam rapidamente, de acordo com o

aumento de tensão cisalhante, parecido com um modelo bi-linear de deslizamento. A taxa de dilatação diminui a um valor desprezível, quando a estaca encontra-se no comportamento de resistência residual, pois os planos principais tendem a ficar paralelos com a direção cisalhante. O comportamento entra numa espécie de segunda fase, na qual é comparado a um modelo de atrito das asperezas bi-linear.

Outros autores, como Ladanyi & Archambault (1970) e Barton (1973), também observaram essa mudança de comportamento, porém identificaram uma transição progressiva entre essas duas fases.

A resistência de atrito lateral, portanto, pode e deve ser considerada como função do(a):

- Tensão normal;
- Vínculo entre rocha e concreto (características gerais da interface);
- Resistência da rocha intacta;
- Forma das asperezas.

A resistência residual, no entanto, pode ser considerada como função apenas da tensão normal e do ângulo de atrito residual do maciço rochoso. Há uma grande diferença para embutimentos que não apresentam asperezas, tratados como lisos, os quais dependem principalmente do contato e da adesão da rocha com o concreto, com uma pequena parcela de tensão normal ocorrida pelos efeitos do coeficiente de Poisson. Por esta dependência, qualquer rocha remoldada, ou até mesmo a utilização de lama bentonítica, reduz a capacidade de atrito lateral. Este efeito foi encontrado nos estudos de Pells (1979), com resistência de atrito lateral em arenito reduzida em 60% para existência de uma fina camada de rocha amolgada e redução de 76% com a utilização de lama bentonítica na execução.

No entanto, Williams (1980) constatou em seus ensaios que, para asperezas maiores que 3 mm em embutimentos de diâmetros maiores que 1 m, a resistência de atrito lateral foi 60 a 80 % maior do que resistências para valores de asperezas menores que 3 mm. Ainda assim, a execução proposital de asperezas maiores na superfície da escavação proporcionou uma resistência residual maior de, no mínimo, 90%. Nos mesmos ensaios, para os embutimentos com superfícies irregulares (ásperos), a utilização de lama bentonítica reduziu a máxima resistência de atrito

lateral em menos de 10 %. Mesmo a capacidade de atrito aumentando para superfícies mais irregulares, Williams (1980) afirmou que para irregularidades maiores que 3 mm e ângulos maiores que 12° (JRC=10) não houve significativo ganho de resistência.

Carter & Kulhawy (1988) propuseram uma verificação entre a resistência lateral da interface rocha estaca ( $f_s/FS$ ) e a adesão lateral do concreto proporcional a 5 % de  $f_c'$ . Os autores afirmaram que o menor valor entre os dois cálculos condicionaria o comportamento da estaca, a menos que uma prova de carga em campo provasse o contrário. Utilizando-se fatores típicos de segurança, como 2 e 3, o valor de resistência lateral última poderia ser comparado com os valores de adesão lateral do concreto.

Carter & Kulhawy (1988) afirmaram que para se estimar idealmente a resistência de atrito lateral de um embutimento, um modelo constitutivo da interface de deslizamento seria necessário, considerando-se ambos os deslocamentos normais e cisalhantes. Com um modelo, o desenvolvimento do atrito lateral, desde o carregamento inicial até o deslizamento completo do fuste, poderia ser estimado. Como valores de entrada para este modelo, Carter & Kulhawy (1988) sugeriram parâmetros de rigidezes normais e cisalhantes, coesão, ângulo de atrito e medidas de dilatação, parâmetros esses não medidos comumente, a não ser em ensaios especiais de laboratório.

### **4.3.3 Métodos empíricos para estimar adesão lateral em estacas embutidas em rocha**

#### **4.3.3.1 Década de 70**

A partir de meados da década de 70, inúmeros modelos surgiram para se determinar a resistência lateral à ruptura de estacas embutidas em rocha. A maioria destes métodos foi proposta seguindo a formulação (13):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = C \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^n \quad (13)$$

sendo  $p_a$  a pressão atmosférica (1atm = 101,3 kPa), C uma constante e n um expoente.

A partir de então, muitos autores realizaram testes e correlações empíricas, de acordo com cada experiência prática e determinaram novas constantes e expoentes. Porém, para facilitar o entendimento, adotou-se nesta pesquisa  $p_a$  constante como 0,1013 MPa. A relação  $p_a/(p_a)^n$  consiste numa constante maior ou menor dependendo da pressão atmosférica no local desejado.

#### 4.3.3.2 Rosenberg & Journeaux (1976)

Rosenberg & Journeaux (1976) foram os primeiros a relacionar resistência de atrito lateral de estacas embutidas em rocha às resistências de compressão uniaxial de amostras intactas. Os autores apresentaram a relação (14):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 1,09 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,52} \quad \therefore f_{su} = 0,36 (q_u)^{0,52} \quad (14)$$

Em síntese, a correlação obtida baseou-se em uma curva com apenas seis pontos (ilustrada na figura 23), com  $q_u/p_a$  variando entre 5 e 340. Desses seis pontos, dois não são conclusivos quanto à ruptura e dois têm valores estimados (extrapolados) de  $q_u$ . Dessa forma, não há grande consistência na correlação apresentada, sendo apenas uma tentativa, como afirmam os próprios autores. Mesmo assim, os resultados obtidos nesta pesquisa foram comparados aos sugeridos desta proposição.

#### 4.3.3.3 Horvath (1978)

A primeira tentativa de sistematizar, de fato, a resistência de atrito lateral entre estaca e rocha foi realizada pelos trabalhos de Horvath (1978) e Horvath & Kenney (1979). A base de dados dos autores contempla estacas escavadas de variadas dimensões, assim como simulações em pequena escala de laboratório, com múltiplos ensaios de alguns locais. Foram descritos 87 ensaios de campo, sendo 75 em rochas sedimentares (destes, 50 foram em xistos argilosos). Capacidade de carga foi definida como a máxima carga aplicada no ensaio.

Horvath & Kenney (1979) recomendaram comparar a resistência de atrito lateral às propriedades do concreto, pois a ocorrência de intemperismo em ambos os materiais (concreto e rocha) poderiam condicionar a resistência de adesão lateral. Portanto, a variação deve ser o menor valor entre  $f_c'/p_a$  ou  $q_u/p_a$ , entre 1 e 400 (figura



28). Interessante notar que nenhum autor, até aquele momento, havia adotado esta convenção, pois todos os demais utilizavam apenas a relação  $q_u/p_a$ .

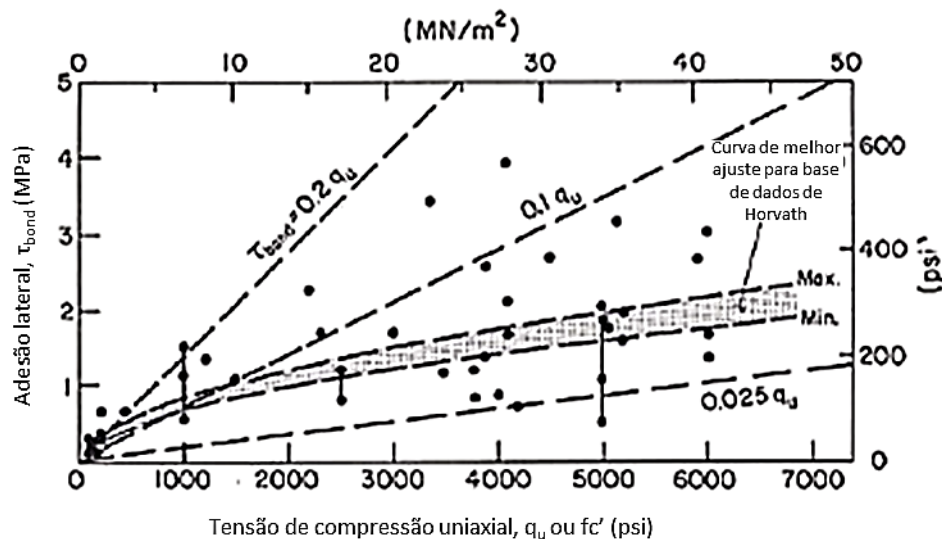


Figura 28 – Correlações entre adesão lateral e resistência a compressão de amostras de rocha (HORVATH, 1978)<sup>5</sup>.

A correlação inicial de Horvath (1978) não atendia com precisão estacas de diâmetros maiores que 400 mm, sendo então adaptada por Horvath & Kenney (1979), conforme equação (15):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 0,65 \text{ a } 0,78 \left( \text{menor entre } \frac{q_u}{p_a} \text{ e } \frac{f'_c}{p_a} \right)^{0,50} \quad \therefore f_{su} = 0,21 \text{ a } 0,25 \sqrt{q_u \text{ ou } f'_c} \quad (15)$$

Após os estudos detalhados de Williams *et. al.* (1980), Horvath *et. al.* (1983) discutiram formas de aumentar a capacidade de carga por resistência de atrito lateral, como por exemplo, aumentar a rugosidade entre o fuste e a rocha durante a execução da estaca.

#### 4.3.3.4 Meigh & Wolski (1979)

Os autores Meigh & Wolski (1979) reanalisaram os dados e relações obtidas por Rosenberg & Journeaux (1976) e por Horvath & Kenney (1979) e as compararam com mais 13 ensaios realizados em estacas escavadas. Porém, desses testes, mais da metade utilizou as mesmas relações dos autores anteriores. A faixa de  $q_u/p_a$  ficou entre 2 e 200 e os autores sugeriram um limite inferior para rochas brandas  $q_u/p_a$  entre 7 e 125, conforme expressão (16):

<sup>5</sup> 1 psi = 6,9 kPa

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 0,55 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,60} \quad \therefore f_{su} = 0,22 (q_u)^{0,6} \quad (16)$$

Para utilização de  $q_u$  no intervalo de  $q_u/p_a$  entre 4 e 7, os autores recomendaram a utilização de um limite inferior correspondente à expressão (17):

$$f_{su} = 0,25 q_u \quad (17)$$

#### 4.3.3.5 Williams *et. al.* (1980)

Os autores Williams *et. al.* (1980) realizaram 18 ensaios de campo em quatro locais diferentes de Melbourne e complementaram o trabalho com mais 18 ensaios conduzidos por outros autores, nas mesmas formações geológicas das rochas estudadas. A faixa de  $q_u/p_a$  variou de 5 a 800. Nos ensaios, diversos valores de resistência lateral foram observados nas curvas de tensão x deformação. Contudo, o valor de  $q_u$  foi determinado por correlações entre o teor de umidade natural e parâmetros de resistência drenada. O resultado desenvolvido foi apresentado conforme (18):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 1,84 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,37} \quad \therefore f_{su} = 0,43 (q_u)^{0,37} \quad (18)$$

Os trabalhos de Williams (1980) e Williams *et. al.* (1980) também foram fundamentais para a discussão da influência da rugosidade entre estaca e rocha, já apresentado no capítulo 4.3.2.

#### 4.3.3.6 Rowe & Armitage (1984)

Um valioso trabalho foi realizado por Rowe & Armitage (1984), ilustrado na figura 29, com mais de 80 ensaios em mais de 20 locais diferentes. A variação de  $q_u/p_a$  ficou entre 4 e 400. A capacidade de carga da fundação foi definida pelos autores, em sua grande maioria, condicionante à resistência das rochas. Nem sempre se atingiu a ruptura nos ensaios. Com essa base de dados, os autores sugeriram a correlação (19):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 1,42 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,50} \quad \therefore f_{su} = 0,45 \sqrt{q_u} \quad (19)$$

Para interfaces mais rugosas, os autores recomendaram majorar a constante C para 1,88. Como limite inferior, os autores recomendaram o valor de C = 0,63.

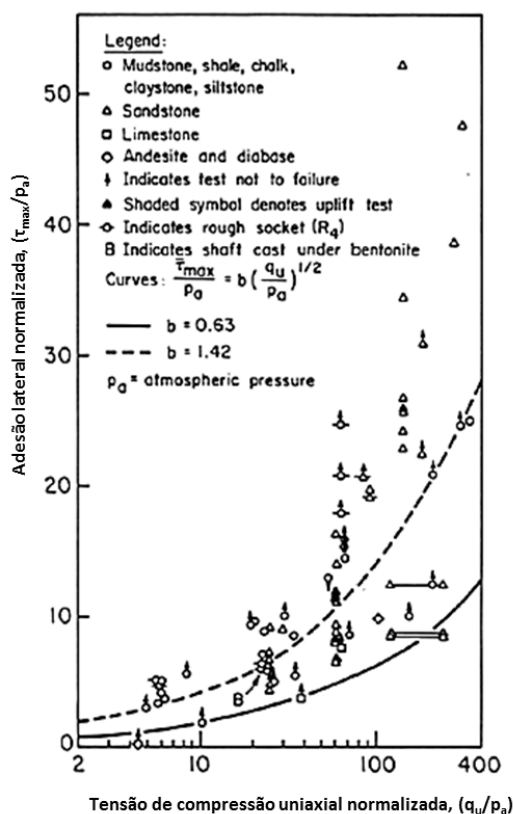


Figura 29 – Relação normalizada entre atrito lateral e tensão de compressão da rocha (ROWE & ARMITAGE, 1984).

As recomendações dos autores foram mantidas posteriormente no trabalho mais elaborado de Rowe & Armitage (1987).

#### 4.3.3.7 Carter & Kulhawy (1988)

Os autores Carter & Kulhawy (1988) confirmaram os dados de Rowe & Armitage (1984) e notaram estabeleceram, oficialmente, um limite inferior aos resultados. Esta correlação, de certa forma, foi mais conservadora, conforme equação (20):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 0,63 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,50} \quad \therefore f_{su} = 0,20 \sqrt{q_u} \quad (20)$$

Os autores avaliaram mais detalhadamente 12 ensaios de campo, e constataram que, em pelo menos três análises, as correlações de Rowe & Armitage (1984) e o

limite inferior proposto foram confirmados (figura 30). Ademais, Carter & Kulhawy (1988) ainda propuseram duas verificações de projeto importantes:

- A primeira consistia em utilizar valores de  $f$  que excediam 15 % de  $q_u$  (fora da variação esperada) apenas se os mesmos fossem confirmados por provas de carga, experiência sobre o local, ou algum ensaio *in situ* adequado.

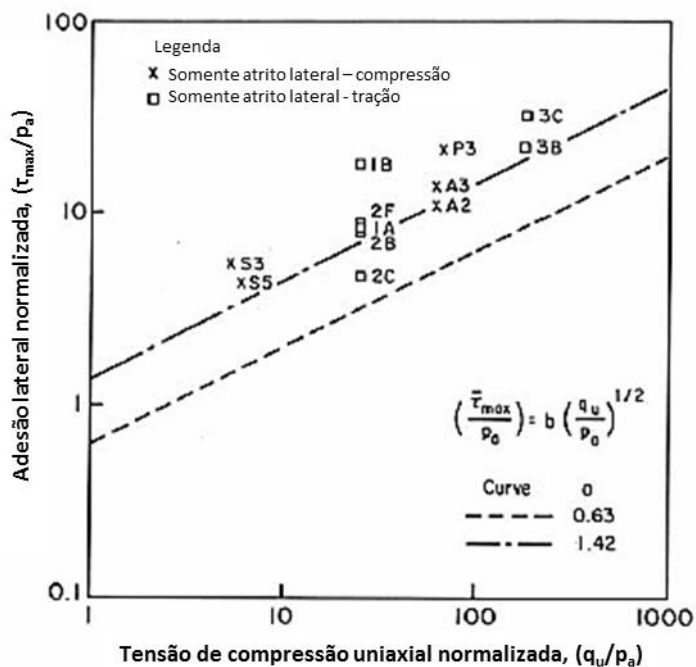


Figura 30 – Correlações de atrito lateral e resistência à compressão da rocha (CARTER & KULHAWY, 1988).

- A segunda consistia em, após determinar o valor de  $f$  utilizando a equação (20) e aplicar o fator de segurança especificado, dever-se-ia checar a relação com a resistência à compressão simples do concreto, com limite de 5 % de  $f'_c$ . O menor entre os dois valores seria recomendado, a menos que um resultado de prova de carga demonstrasse o contrário.

#### 4.3.3.8 Reese & O'Neill (1988)

Os autores Reese & O'Neill (1988) utilizaram correlações existentes anteriores e realizaram recomendações de projeto, baseadas no contexto geral, para rochas com relação  $q_u/p_a > 17$ . Para  $q_u/p_a > 19$ , os autores recomendaram a utilização da formulação de Horvath & Kenney (1979) com a constante  $C = 0,65$ . Porém esta recomendação foi conservadora, visto que outros autores já haviam demonstrado esse valor como limite inferior. Para valores de  $q_u/p_a$  entre 17 e 19 Reese & O'Neill

(1988) recomendaram utilizar a proposição de Carter & Kulhawy (1988), porém, verificada pelo valor máximo de  $f = 0,15 \cdot q_u$ . Esta proposição resultou em valores que são geralmente menores que o limite inferior exposto por Meigh & Wolski (1979).

Mais tarde, os autores O'Neill & Reese (1999) revisaram suas recomendações. Definiram nesta ocasião a relação  $q_u/p_a > 50$  e continuaram a recomendar a formulação de Horvath & Kenney (1979) com constante  $C = 0,65$ .

#### 4.3.3.9 Kulhawy & Phoon (1993)

Os autores Kulhawy & Phoon (1993) utilizaram a base de dados dos autores Rowe & Armitage (1984) com outras bases de dados na Florida de estacas escavadas em rochas calcárias. As análises contemplaram 47 ensaios de 23 lugares diferentes. Os autores plotaram gráficos comparativos com os resultados de estacas em argilas, conforme figura 31. Foram descritos e apresentados, em dois gráficos separados, os valores de todos os ensaios e valores médios de cada um dos locais ensaiados. As regressões lineares foram apresentadas na figura 31, com  $r^2 = 0,46$  e desvio padrão de 0,25 para todos os ensaios do local e  $r^2 = 0,71$  e desvio padrão de 0,17, para as médias por local. O resultado da regressão por local foi apresentado na expressão (21):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 1,20 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,54} \quad \therefore \quad f_{su} = 0,42 (q_u)^{0,54} \quad (21)$$

Estes resultados foram os primeiros a serem demonstrados de forma a eliminar a influência do local específico de ensaio juntamente com a análise de regressão linear.

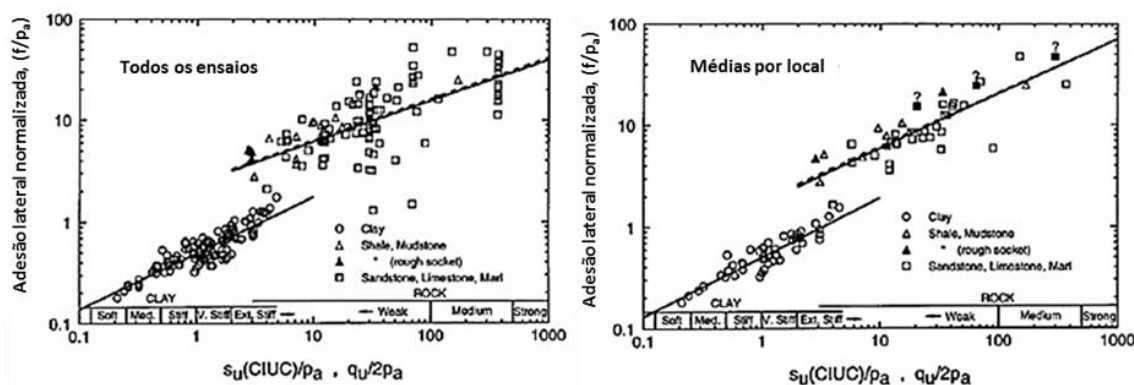


Figura 31 - Relações de atrito lateral e compressão da rocha obtidas por (KULHAWY & PHOON, 1993).

## 4.3.3.10 Zhang &amp; Einstein (1988)

Os autores Zhang & Einstein (1988) analisaram todas as informações publicadas na literatura e formularam sua proposição conforme expressão (22):

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 1,26 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,50} \quad \therefore f_{su} = 0,40 \sqrt{q_u} \quad (22)$$

Porém, numa nova avaliação posterior de Zhang & Einstein (1999), as análises foram semelhantes ao limite inferior apontado por Carter & Kulhawy (1988), dado pela equação (20) com a constante  $C = 0,63$ , que é metade do considerado na equação (22).

## 4.3.3.11 Prakoso (2002)

Mais recentemente, Prakoso (2002) reviu a base de dados disponível ao longo dos anos e buscou evoluir as proposições para gerar resultados mais consistentes. Primeiro, o autor filtrou sua análise em dados que plotavam curvas de tensão x deformação que, de fato, atingiram a ruptura. Dessa forma, a interpretação pode ser realizada para todos os dados analisados. O autor não garante, entretanto, que os ensaios tenham sido bem conduzidos, não avaliando a qualidade dos dados utilizados para a correlação. A figura 32 ilustra os resultados para estacas escavadas de concreto e estacas injetadas.

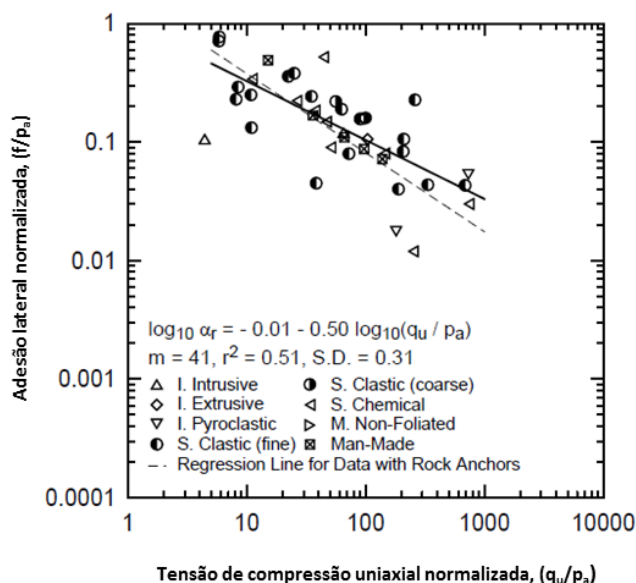


Figura 32 – Correlação entre adesão lateral e resistência à compressão normalizadas das rochas (PRAKOSO, 2002).

A regressão linear dos dados resultou na equação (23).

$$\frac{f_{su}}{p_a} = 1 \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0,50} \quad \therefore f_{su} = 0,32 \sqrt{q_u} \quad (23)$$

Os valores obtidos pela equação (23) são semelhantes em torno de 70 % com os valores obtidos pela equação (19), que é recomendada por Prakoso (2002) quando existem inconsistências na definição de resistências de atrito. Vale citar que para contemplar todos os dados do mesmo gráfico, o limite inferior deveria possuir C aproximadamente igual a 0,25, ou seja, extremamente conservador.

## 4.4 Métodos para Previsão de Comportamento de Estacas Embutidas em Rocha

### 4.4.1 Método de Williams *et. al.* (1980)

#### 4.4.1.1 Introdução

Este método foi desenvolvido na Universidade de *Monash*, na cidade de *Melbourne*, Austrália, baseado na combinação de critérios de recalques e resistências. Apesar de ser válido para comportamentos elásticos, o método foi concebido para lidar com o comportamento não linear que pode ocorrer para pequenas deformações. Os conceitos podem ser aplicados de forma geral, porém os autores deixam claro que as curvas e gráficos apresentados foram relevantes para rochas sedimentares de Melbourne (que variam numa profundidade de zero a 50 metros), ou rochas similares. A natureza desta rocha foi estudada e descrita por Johnston *et. al.* (1980). O método é aplicável para três tipos de situações, mas esta pesquisa contemplou-se apenas uma delas:

- Resistência por atrito lateral (apresentado nesta pesquisa);
- Reação de ponta (não apresentado);
- Combinação das duas resistências, atrito lateral e reação de ponta (não apresentado).

Os conceitos publicados por Williams *et. al.* (1980) apresentaram novidades entre todos os métodos existentes até aquela data, para diversos itens de análise, como, por exemplo:

- a) Natureza do Carregamento: a maioria das estacas de grande diâmetro possui carga principal a chamada carga morta (*dead load*). Como a dissipação da pressão neutra, para estes casos, é rápida, os parâmetros drenados tornam-se mais importantes do que os parâmetros não drenados (JOHNSTON *et. al.*, 1980);
- b) Critério de projeto: provas de carga mostraram que o comportamento das estacas embutidas nas rochas de Melbourne possui ganho de resistência com o desenvolvimento dos recalques, e que o conceito de resistência de pico não poderia ser aplicável. Assim, a sensibilidade da superestrutura aos recalques diferenciais, tornou-se condicionante. O método utilizou o máximo recalque admissível como critério de entrada, sendo a capacidade de carga checada como um valor adequado ou não;
- c) Fatores de segurança: o termo fator de segurança condiz ao fator ao qual garantirá que o critério de projeto não será superado, aceitando-se, porém, uma pequena probabilidade. O termo segurança foi utilizado num conceito mais amplo, de operação satisfatória entre fundação e superestrutura;
- d) Comportamento não linear: os autores observaram comportamento não-linear nos resultados obtidos dos ensaios de campo, tentando obter, por correlações empíricas, tendências de comportamento;
- e) Parâmetros de resistência: utilizando o critério de ruptura de Mohr Coulomb, os autores buscaram correlacionar o comportamento das estacas com parâmetros de  $\sigma'$ ,  $c'$  e  $\phi'$ , porém não conseguiram. Então, decidiram utilizar a tensão de resistência à compressão uniaxial das rochas ( $q_a$ ) para normalizar os resultados. Entretanto, em sua nova definição, o valor de  $q_a$  refere-se às resistências obtidas pela extrapolação dos resultados no ensaio de compressão sem pressões confinantes (simples) e ensaios triaxiais variando-se pressões confinantes. Williams *et. al.* (1980) definiram que para uma tensão confinante de 0,69 MPa,  $q_a$  é menor que  $2xc_u$  (coesão não drenada), o que evitaria a influência de rupturas bruscas observadas nos ensaios de compressão simples, que poderiam possuir valores menores e mais dispersos;
- f) Abordagem geral: os autores afirmaram que um projeto satisfatório necessita de provas de carga para confirmar a escolha dos parâmetros iniciais, com



grande importância na realização de ensaios de campo e laboratório, nesse contexto.

O método foi desenvolvido e validado através de provas de carga, contemplando 26 ensaios com apenas resistência de ponta, 14 ensaios com apenas resistência de atrito lateral e 4 ensaios com resistência de ambos (embutimento completo). As estacas teste possuíram variação de diâmetro entre 100 mm e 1500 mm e na maioria dos casos foram levadas à ruptura. Todas as estacas ensaiadas por resistência lateral e algumas das estacas ensaiadas por ponta foram escavadas após o término do ensaio, para verificar os mecanismos de ruptura. Mais detalhes desses mecanismos podem ser encontrados nos trabalhos de Williams *et. al.* (1980).

#### 4.4.1.2 Atrito lateral

Williams *et. al.* (1980) fizeram considerações específicas para comportamentos de estacas embutidas em rocha resistidas apenas pelo atrito lateral, baseadas em ensaios de provas de carga e ensaios de laboratório. Entretanto, algumas considerações foram observadas:

- Todas as estacas ensaiadas foram escavadas para inspeção visual da zona de ruptura em profundidade, o que revelou uma zona de múltiplas superfícies cisalhantes;
- A espessura da zona cisalhante era ligeiramente maior do que as irregularidades (rugosidade) do fuste em profundidade (observadas apenas em argilitos), ou seja, não houve indicação de ruptura do concreto, o que aconteceu em rochas de maior resistência;
- A influência da rugosidade do fuste foi observada como fator fundamental no comportamento da curva carga x recalque, nas qual, fustes mais irregulares apresentaram uma resistência residual muito próxima aos valores típicos de pico para fustes regulares (lisos). Estes últimos apresentaram uma queda brusca de resistência após o valor de pico atingido. Os autores ainda observaram que a influência de muitas juntas, o que resulta num baixo módulo elástico do maciço rochoso, causou uma pequena taxa de desenvolvimento da resistência por atrito lateral, conforme figura 33.

Assim como os autores Rosenberg & Journeaux (1976) e Horvath (1978), Williams *et. al.* (1980) também concluíram que o valor de pico encontrado depende, principalmente, da resistência da rocha convenientemente representada pela resistência à compressão uniaxial obtida,  $q_a$ . Porém, os autores determinaram  $q_a$  para cada estaca teste, correlacionando fatores como teor de umidade *in situ*, e parâmetros drenados  $c'$  e  $\phi'$  (JOHNSTON *et. al.* 1980).

Sendo assim, os autores definiram um fator de redução  $\alpha$ , que representa a redução da resistência de atrito lateral pela variação da resistência da rocha intacta (equação (24)), e um fator de redução  $\beta$  (já apresentado na figura 27), que representa a redução da resistência de atrito lateral pela variação da resistência da rocha fraturada, definida pela equação (25). A redução do módulo elástico do maciço rochoso é dada pela equação (26).

$$\alpha = \frac{f_{su}}{q_a} \quad (24)$$

$$\beta = \frac{f_{su}}{\alpha \cdot q_a} \quad (25)$$

$$j = \frac{E_m}{E_r} \quad (26)$$

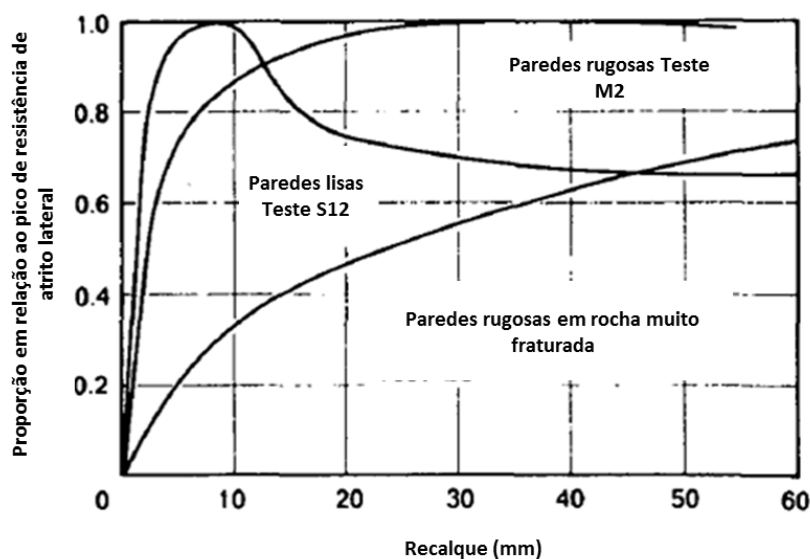


Figura 33 – Comportamentos para resistências por atrito lateral (WILLIAMS *et. al.*, 1980).

A variação dos fatores  $\alpha$  e  $\beta$  foi demonstrada na figura 34, função de  $q_a$  e do fator de redução do módulo elástico do maciço rochoso,  $j$ , respectivamente.

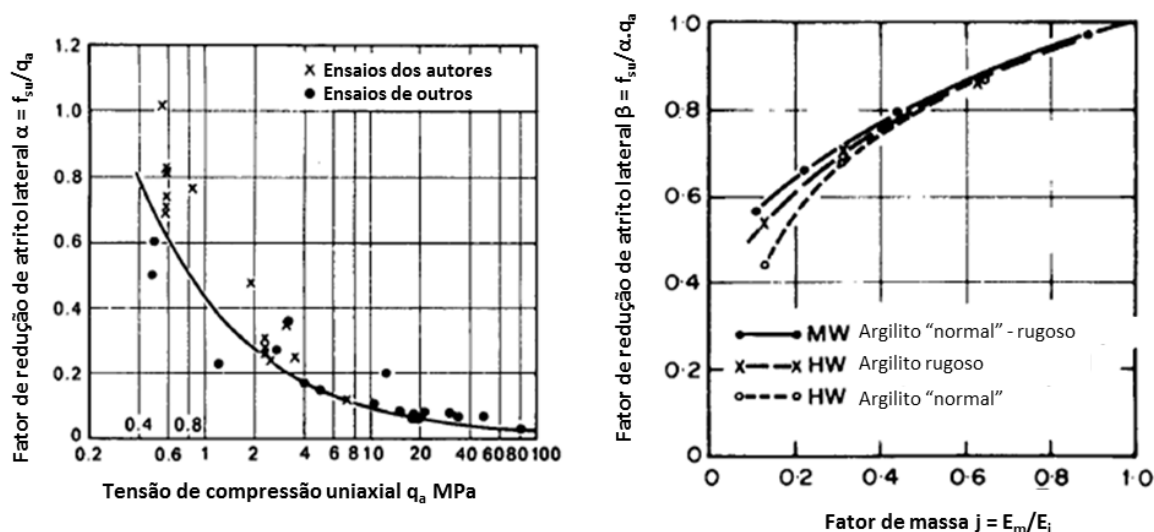


Figura 34 – Fatores  $\alpha$  e  $\beta$  correlacionados para se estimar a resistência de atrito lateral a partir de resistências a compressão uniaxial das rochas (WILLIAMS *et. al.*, 1980).

Típicos valores de  $j$  em função do RQD das rochas e de suas descontinuidades já foram apresentados na tabela 9. Como já visto no capítulo 4.3.3, diversos autores encontraram relações empíricas para determinação de  $f_{su}$  em função da resistência à compressão da rocha  $q_a$ , entretanto, somente alguns poucos consideraram a influência da variação do módulo elástico da massa rochosa nas formulações. No trabalho de Williams (1980) é possível obter mais detalhes sobre a consideração dos efeitos das irregularidades no fuste (rugosidade), dos efeitos das fraturas ou juntas e compressibilidade da massa rochosa, que afetam consideravelmente a resistência de atrito lateral, determinando comportamentos bem diferentes na mobilização da mesma, conforme detalhado no capítulo 4.3.2.

Williams *et. al.* (1980) não conseguiram avaliar com clareza a influência do diâmetro do embutimento na resistência de pico do atrito lateral por não possuírem um banco de dados significativo para essa correlação e sugeriram que esse efeito não fosse relevante.

Portanto, para o desenvolvimento do método de projeto para estacas embutidas em rocha que resistam apenas por atrito lateral, os autores normalizaram a curva carga x recalque contemplando:

- As propriedades da massa rochosa ( $E_m$ ,  $q_a$ );
- A geometria da estaca ( $L$ ,  $D$ );
- Os parâmetros da curva carga x recalque ( $f_s$ ,  $\rho$ ).

Sendo assim, as curvas de resistência por atrito lateral foram normalizadas obedecendo aos princípios do comportamento da curva típica, ilustrada na figura 35. Na mesma figura 35 foram geradas, por elementos finitos, análises elásticas relacionando recalques admissíveis, razões de módulos de elasticidade entre estaca e maciço rochoso e razão de embutimento,  $L/D$ . Nas curvas de campo, a normalização de valores correspondeu aos seguintes valores de  $q_a$  e  $E_m$ :

- M1 -  $q_a = 2,5$  MPa e  $E_m = 307$  MPa;
- ES -  $q_a = 7,2$  MPa e  $E_m = 70$  MPa;
- WH -  $q_a = 34$  MPa e  $E_m = 410$  MPa;
- WG -  $q_a = 3,5$  MPa e  $E_m = 1.250$  MPa.

Nas situações as quais a superfície em torno do fuste apresentou regularidade (lisa), os autores excluíram o procedimento de normalização por não considerarem ideal o dimensionamento para projeto nestas condições. A partir disso, os intervalos encontrados foram utilizados como base para o dimensionamento do embutimento em função da curva carga x recalque elasto-plástica ideal. Williams *et. al.* (1980) sugeriram que o dimensionamento das estacas embutidas em rocha assumisse a premissa de que toda a carga aplicada na estaca dever-se-ia resistida apenas pelo atrito lateral somente se houvesse dúvidas sobre a capacidade de mobilização da resistência de ponta, como por exemplo, por não garantir a limpeza completa da mesma.

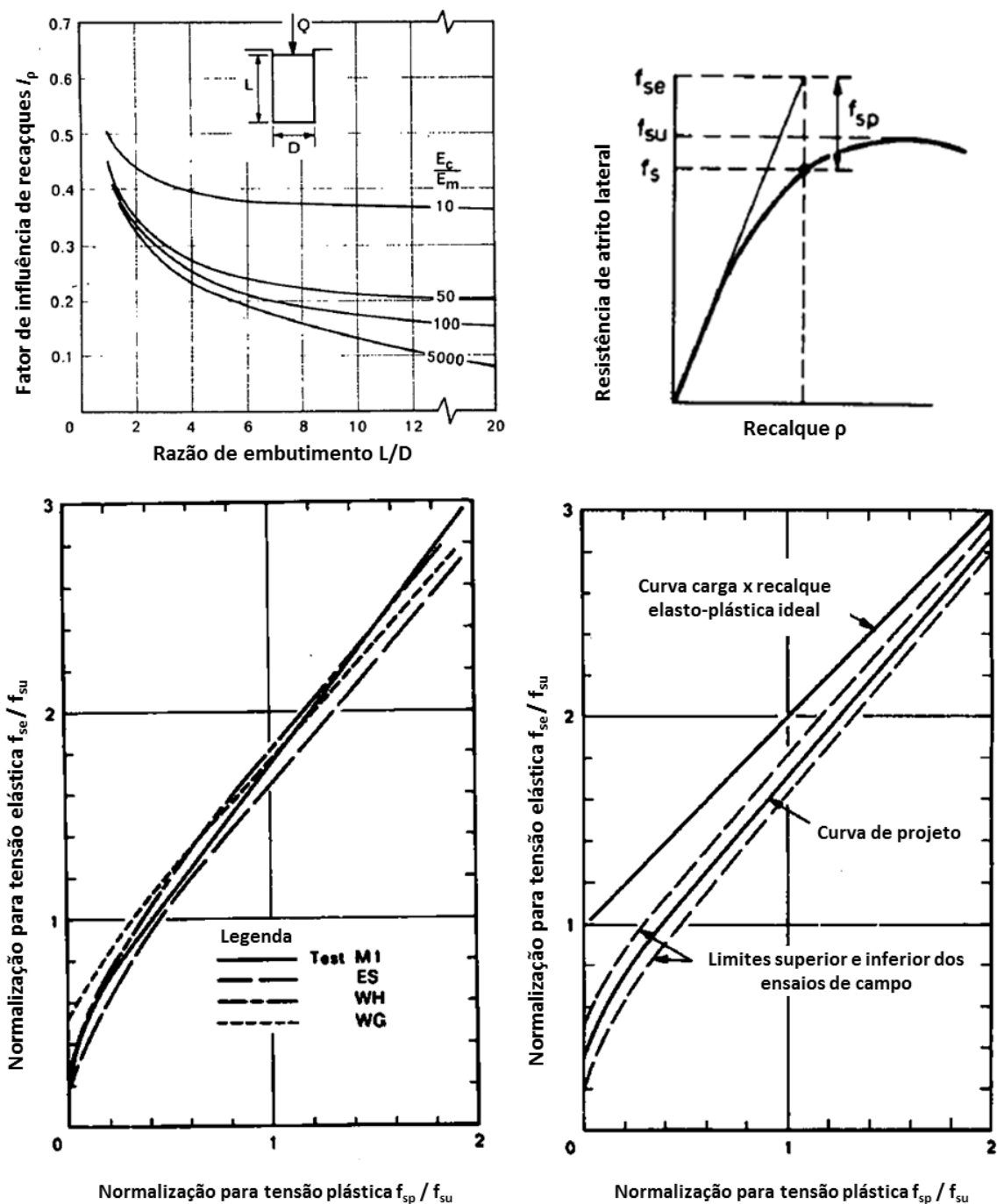


Figura 35 - Princípios de normalização para resistência de atrito lateral (WILLIAMS *et.al.*, 1980)

Com exceção dos ensaios realizados em rochas com grande frequência de juntas ou fraturas, as curvas carga x recalque apresentaram linearidade para carregamentos abaixo da metade da carga de pico (no caso,  $f_{su}$ ), com dimensionamento satisfazendo critérios de recalque e capacidade de carga, conforme expressões (27) e (28):

$$\rho \leq \frac{\rho_m}{F_p} = \frac{Q I_p}{D E_m} \quad (27)$$

$$Q = Q_s \leq \frac{Q_{su}}{F_c} \quad (28)$$

sendo  $\rho$  o recalque,  $\rho_m$  o recalque admissível,  $F_p$  fator de segurança de recalques,  $Q$  carga admissível,  $Q_s$  carga lateral admissível,  $I_p$  fator de influência de recalques,  $Q_{su}$  carga de ruptura,  $F_c$  fator de segurança de carga.

Os autores afirmaram que o fator  $F_p$  (partindo-se da premissa de que as curvas de projeto apresentadas representassem as curvas reais) dependeria apenas do método utilizado para determinar o módulo elástico do maciço rochoso,  $E_m$ , tanto para investigações em rochas intactas (ou sem fraturas), quanto para valores obtidos em ensaios pressiométricos. Para estes casos, o valor de  $F_p = 2$  foi considerado apropriado. Para casos, em geral, o fator de segurança de carga,  $F_c$ , foi sugerido como 3.

Por último, na ocorrência de rochas com alta frequência de juntas ou fraturas, nos quais o comportamento para baixas tensões não é linear, foi sugerido o dimensionamento da resistência de atrito lateral pelo procedimento de embutimentos completos (Williams *et. al.*, 1980), não abordado nesta pesquisa.

A validação deste método foi realizada comparando-se os resultados obtidos nos ensaios de campo com curvas teóricas modeladas por elementos finitos. Para comprovação do comportamento da resistência por atrito lateral, Williams *et. al.* (1980) realizaram simulações contemplando parâmetros elasto-plásticos, coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ ), obtendo-se a curva normalizada pelos mesmos procedimentos que fizeram com os dados de campo. A partir daí, compararam-nas conforme figura 36. Por fim, Williams *et. al.* (1980) dividiram em dois grupos os principais parâmetros para aplicação do método:

a) Estruturais

- Carga de projeto,  $Q_d$
- Módulo elástico da estaca  $E_c$ ;
- O máximo recalque admissível  $\rho_m$ ;
- Comprimento da estaca  $L$ ;
- Diâmetro da estaca  $D$ .

Os valores de  $Q_d$ ,  $E_c$ ,  $\rho_m$  e geralmente  $D$ , dependem de considerações da engenharia estrutural enquanto que o valor  $L$  é o produto final deste método desenvolvido por Williams *et. al.* (1980), dependente do segundo grupo de parâmetros.

a) Geotécnicos

- Módulo elástico do maciço rochoso  $E_m$ ;
- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta  $q_a$ ;
- Fatores de redução de resistência lateral  $\alpha$  e  $\beta$ ;

Williams *et. al.* (1980) afirmaram que, estando os parâmetros de recalque em níveis aceitáveis, o módulo elástico do maciço rochoso passa a ser o parâmetro principal. Johnston *et. al.* (1980) consideraram que o módulo elástico determinado a partir de amostras intactas só poderia utilizado como módulo elástico do maciço para rochas com juntas muito próximas, bem dispostas e com baixa frequência.

Validação do método de Williams et. al. (1980) para estacas embutidas em rocha resistidas apenas pelo atrito lateral

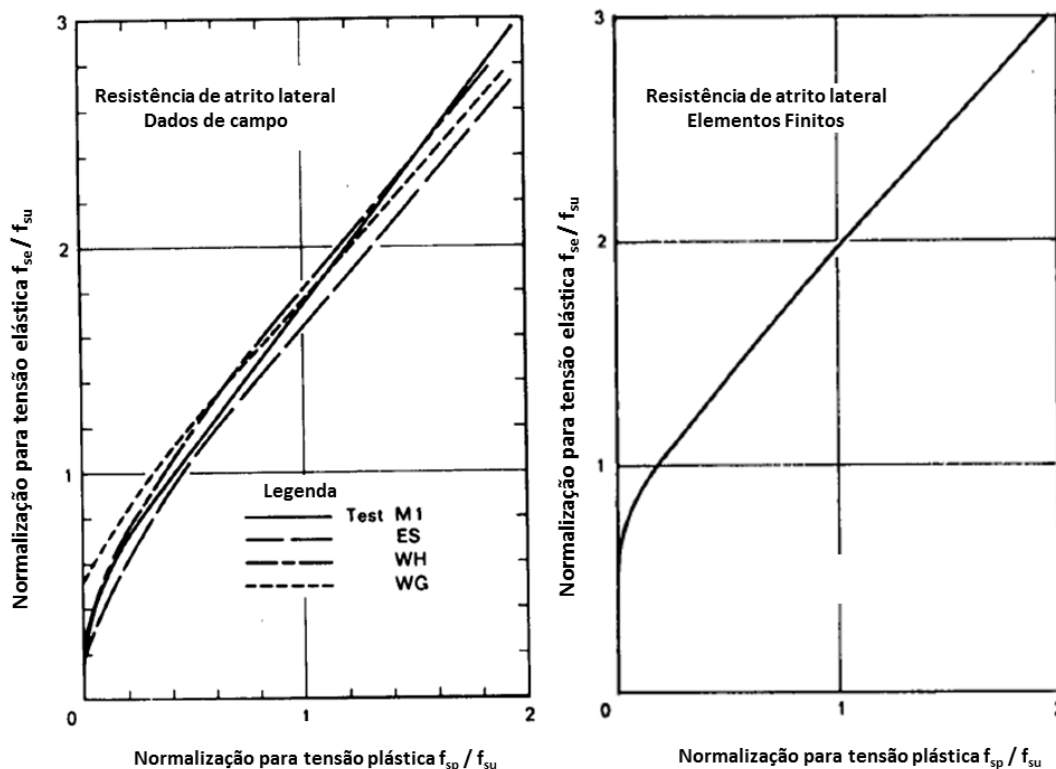
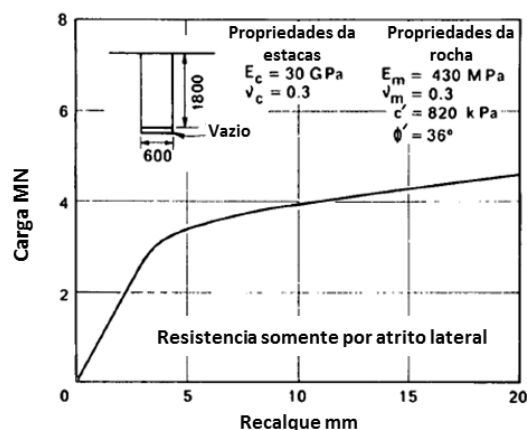


Figura 36 - Validação do método comparando-o com análise de elementos finitos (Williams et. al., 1980).

#### 4.4.2 Método de Rowe & Armitage (1987)

##### 4.4.2.1 Introdução

Este procedimento foi publicado em 1987 no *Canadian Geotechnical Journal* para dimensionamento de estacas embutidas em rochas de resistência à compressão uniaxial até 30 MPa (*soft rock* segundo os autores) e tem a vantagem de dimensionar graficamente a profundidade do embutimento permitindo transferência de carga à ponta da estaca após a ocorrência da ruptura por atrito lateral. Por consequência, essa consideração diminui o comprimento de embutimento, gerando



economia no projeto. Os autores discutiram parâmetros inerentes ao procedimento, como fatores de redução e coeficientes de segurança, e concluíram que basear o dimensionamento em satisfazer critérios de recalque atendia satisfatoriamente contra o colapso.

Ressalta-se aqui que, na notação original dos autores, o símbolo para o módulo elástico do maciço rochoso corresponde a  $E_r$ . Porém, como padrão desta pesquisa, modificaram-se as formulações para  $E_m$ , sendo  $E_r$  o módulo elástico da rocha intacta.

Da mesma forma que Williams *et. al.* (1980), Rowe & Armitage (1987) fizeram análises por elementos finitos, axissimétricas, elastoplásticas. A partir das análises realizadas (não como validação), desenvolveram ábacos relacionando fatores de influência de recalques no topo com razão de embutimento ( $L/D$ ), razão de módulos elásticos estaca-rocha ( $E_p/E_m$ ) e razão de módulos elásticos da rocha sob a ponta e fuste ( $E_b/E_m$ ), conforme figura 37.

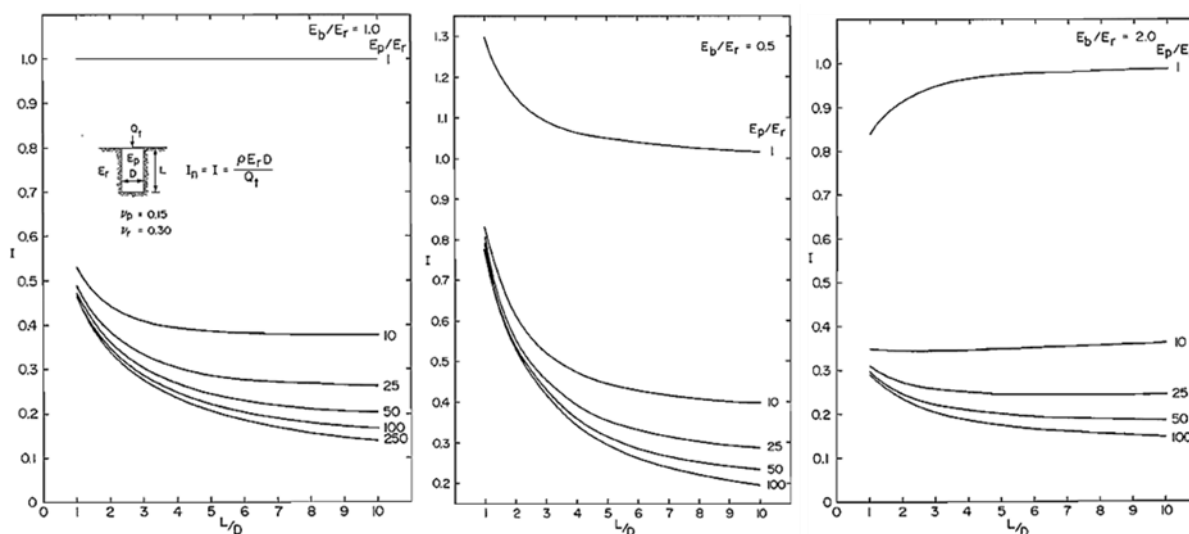


Figura 37 - Ábacos de fator de recalques pela análise de elementos finitos (Rowe & Armitage, 1987).

O método foi considerado válido para completo ou parcial deslizamento do trecho embutido na rocha. Entretanto, há limitações para o seu uso, ou pelo menos, considerações dos autores para sua correta aplicação:

- O carregamento ser axial e estático (carregamentos cíclicos não podem ser considerados);
- O carregamento ser resistido pela ponta e pelo atrito ( $L/D$  máximo torna-se apenas uma etapa do cálculo);

- A ponta estar em contato direto com a rocha, ou seja, sem materiais compressíveis ou flexíveis o que impeçam;
- O fuste da estaca estar limpo de contaminação sem decréscimos nos valores de atrito na interface;
- O fuste da estaca estar em estado natural ou artificialmente áspero;
- Não haver vazios ou cavidades abertas na zona de influência do embutimento;
- O módulo de elasticidade do maciço rochoso e o valor médio de atrito lateral entre o concreto e a rocha serem estimados por correlações empíricas ou obtidos por ensaios de campo;
- Rochas que apresentem comportamento dependente do tempo, como o fenômeno de *creep*;
- Rochas porosas.

No entanto, para esta pesquisa, apenas o procedimento até a etapa da determinação do comprimento de embutimento caso a carga fosse resistida pelo atrito lateral foi apresentado. Os autores afirmaram que a maioria da carga aplicada é transmitida para o contato lateral na interface estaca rocha até que se ocorra um deslizamento. Somente se este ocorrer, a maior parte do incremento de carga seria transferida para ponta.

Rowe & Armitage (1987) apresentaram uma proposição considerando a ocorrência de falhas no maciço rochoso, resultando em tensões cisalhantes menores e comprimentos de embutimento maiores. Por outro lado, essa proposição é de fato simplista, sendo adotada a maioria dos parâmetros de entrada (como se fosse um aumento no coeficiente de segurança).

Para validação do método e dos ábacos, Rowe & Armitage (1987) apresentaram comparações entre dados obtidos por Horvath (1980) em dois ensaios de prova de carga em estacas embutidas rocha sedimentar de *Queenston* (em sua maioria xistos) levadas à ruptura.

#### 4.4.2.2 Atrito Lateral

O fator de influência de recalques elásticos possui a mesma definição da expressão (27) apresentada por Williams *et. al.* (1980), porém reescrita conforme (29):

$$I = \frac{\rho \cdot E_m \cdot D}{Q_t} \quad (29)$$

sendo  $\rho$  o recalque médio no topo do embutimento,  $Q_t$  a carga aplicada no topo do embutimento,  $E_m$  o módulo elástico do maciço rochoso e  $D$  o diâmetro.

O recalque máximo no topo do embutimento  $\rho_m$ , foi determinado subtraindo-se a compressibilidade da estaca. Os autores determinaram então, como valor de recalque admissível de projeto, a relação  $\rho_d = 0,5 \cdot \rho_m$ .

A relação  $L/D_{max}$  para estacas circulares é representada através da equação (30).

$$(L/D)_{max} = Q_t / (\pi \cdot D^2 \cdot \tau) \quad (30)$$

Para estacas não circulares, no caso dos barretes, a área da seção transversal deve ser calculada em função de um diâmetro  $D$  equivalente.

Os fatores geológicos analisados nas escolhas dos parâmetros (como módulo elástico da massa rochosa,  $E_m$ ), adquiriram grande importância, visto que rochas brandas tipicamente são anisotrópicas e não homogêneas. Desta forma, Rowe & Armitage (1987) recomendaram que se utilizassem correlações empíricas ou, de preferência, ensaios de campo.

Os autores ainda acrescentaram que, para projeto, fatores de redução deveriam ser aplicados aos parâmetros do módulo elástico do maciço rochoso e da tensão cisalhante. Comprovaram por estudos estatísticos que, com fatores de redução ( $f_E = f_T$ ) de 0,7, a probabilidade dos recalques excederem os projetados foi de 30 %, e que, com valores de 0,5, a probabilidade menor que 11 %. Em ambos os casos, a probabilidade dos recalques atingirem o dobro do projetado foi menor de 3 %. Para casos com dados de ensaios de campo, os autores reiteraram a recomendação de utilizar 0,7 como fator de correção.

Para estimar o módulo elástico do maciço rochoso (com base em resultados à compressão da rocha intacta), Rowe & Armitage (1987) apresentaram a expressão (31):

$$E_m = 215 \sqrt{q_u} \quad (31)$$

sendo  $q_u$  a tensão de ruptura obtida nos ensaios de compressão uniaxial da rocha, em MPa, e  $E_m$  o módulo de elasticidade do maciço rochoso, em MPa.

Conforme formulação já apresentada no capítulo 4.3.3.6, Rowe & Armitage (1987) mantiveram sua correlação entre tensão de adesão lateral e resistência à compressão uniaxial da rocha, porém, introduziram mais uma correlação em função do tipo de rugosidade das paredes do embutimento. Baseado nos estudos de Pells *et. al.* (1980) (rugosidade das paredes dependente das condições geológicas do local, das descontinuidades e do método construtivo do embutimento) os autores classificaram a rugosidade da superfície da mais lisa para mais rugosa, conforme tabela 12:

Tabela 12 - Classificação pela rugosidade das paredes do fuste (PELLS *et. al.*, 1980)

Classe de rugosidade	Descrição
R <sub>1</sub>	Linear, paredes lisas, com profundidade de irregularidades menor que 1 mm.
R <sub>2</sub>	Irregularidades de 1 a 4 mm de profundidade, espessuras maiores de 2 mm e espaçamento de 50 a 200 mm
R <sub>3</sub>	Irregularidades de 4 a 10 mm de profundidade, espessuras maiores de 5 mm e espaçamento de 50 a 200 mm
R <sub>4</sub>	Irregularidades ou ondulações maiores que 10 mm de profundidade, espessuras maiores de 10 mm e espaçamento de 50 a 200 mm

Para paredes de rugosidade entre R<sub>1</sub> e R<sub>3</sub>, mantiveram a expressão (19), enquanto que para a classe R<sub>4</sub>, recomendaram o uso da equação (32):

$$f = 0,6 \sqrt{q_u} \quad (32)$$

sendo  $f$  a tensão de atrito lateral unitária e  $q_u$  a resistência à compressão uniaxial da rocha, ambos em MPa.

O método de Rowe & Armitage (1987) também simulou mudanças na relação de atrito lateral do fuste com a rocha considerando o comportamento de juntas espaçadas ou fraturamentos no maciço. Dependendo, principalmente, de sua ocorrência e orientação, haveria muita redução na tensão cisalhante. De forma resumida, caso o comprimento de embutimento com fraturas fosse pequeno (referenciado “pequeno” pelos autores em relação ao diâmetro) os autores recomendaram desprezar esse comprimento e utilizar o comprimento integral de cálculo a partir o término desta zona de fraturas. Porém, caso existissem fraturas num comprimento significativo, ou seja, maior que um diâmetro da estaca, dever-se-ia calcular o novo comprimento desconsiderando as descontinuidades. Para maiores detalhes desse procedimento, consultar o trabalho de Rowe & Armitage (1987).

#### **4.4.3 Método de Carter & Kulhawy (1988)**

##### 4.4.3.1 Introdução

O método de Carter & Kulhawy (1988) foi apresentado logo na sequência dos trabalhos de Rowe & Armitage (1987), com uma análise fechada por meio de equações analíticas do comportamento carga x recalque para estacas embutidas em rocha. Os autores avaliaram e desenvolveram equações para embutimentos completos (resistência de ponta e atrito), apenas resistência por atrito lateral, tanto para compressão como tração, carga horizontal e torção.

As soluções analíticas apresentadas foram aplicáveis para comportamentos elásticos e deslizamento completo (da interface no atrito lateral). Não há modelo para a fase de deslizamento progressivo, ou seja, a transição não linear na qual ocorre o deslizamento. Os autores adotaram o modelo simplificado bi-linear como forma de avaliação e interpretação. A resistência cisalhante, na fase de deslizamento, foi considerada função da coesão ( $c$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e dilatação da interface ( $\psi$ ).

Para Pells (1999), as equações utilizadas por Carter & Kulhawy (1988) são mais complexas do que os métodos gráficos, porém, com auxílio de softwares, a utilização fica mais simples com a vantagem de ser uma solução fechada que alcança os intervalos que métodos gráficos não contemplam. Carter & Kulhawy (1988) definiram a capacidade de carga de estacas embutidas em rocha como uma

divisão entre a real capacidade de resistência do elemento fundação e da capacidade de resistência do maciço rochoso em absorver esta carga. Na maioria dos casos, afirmaram que o projeto é condicionado pelos recalques admissíveis. Mesma consideração dos métodos de Williams *et. al.* (1980) e Rowe & Armitage (1987).

Carter & Kulhawy (1988) afirmaram que, de um ponto de vista prático de engenharia, em rochas de “boa” qualidade, ou seja, com alta resistência à compressão, baixa compressibilidade e sem juntas, fraturas ou descontinuidades, os fatores limites da fundação são condicionados pela parte estrutural da estaca. Quando a tensão admissível no concreto for menor do que a encontrada no maciço rochoso, este parâmetro estrutural condiciona a geometria da fundação.

Exceto à condição geológica de “boa” qualidade do maciço, as considerações geotécnicas condicionam o projeto, sendo adotadas pelos autores quatro formas de avaliar essas considerações:

- Provas de carga;
- Normas ou critérios normativos,
- Regras ou correlações empíricas;
- Métodos analíticos.

Apesar de mais confiável por fornecer resultados diretos, e muitas vezes à ruptura, a prova de carga foi a mais indicada, porém, sabe-se que nem sempre é possível realizá-la. As normas, mais conservadoras, foram recomendadas quando se reportam à estrutura simples e leve, apoiada sobre um maciço rochoso de “boa” qualidade.

As correlações empíricas foram mencionadas como úteis pelos autores, porém, sem conseguir reproduzir um modelo de comportamento geral que possa ser usado para determinar sempre a capacidade de carga ou os deslocamentos da fundação. Contudo, para rochas sãs, de alta resistência, sem descontinuidades (ou estas menores que uma fração de polegada), Carter & Kulhawy (1988) apresentaram uma correlação entre tensões admissíveis na seção da estaca (concreto) e RQD (que indica a intensidade de fraturas e, portanto, a compressibilidade da rocha), conforme ilustrado na figura 38. Os autores recomendaram que, para esta correlação, o

deslocamento da fundação não devesse exceder 13 mm. Como exemplo, uma estaca que utilize  $f_{ck}$  de 20 MPa com tensões admissíveis de  $0,45 f_{ck}$ , ou seja, 9 MPa, resultaram em tensões admissíveis no maciço rochoso, para valores de RQD maiores que 65%, subestimadas, gerando desperdícios. Nestes casos, dever-se-ia aumentar a resistência do concreto nos valores compatíveis com o RQD encontrado e economizar no projeto.

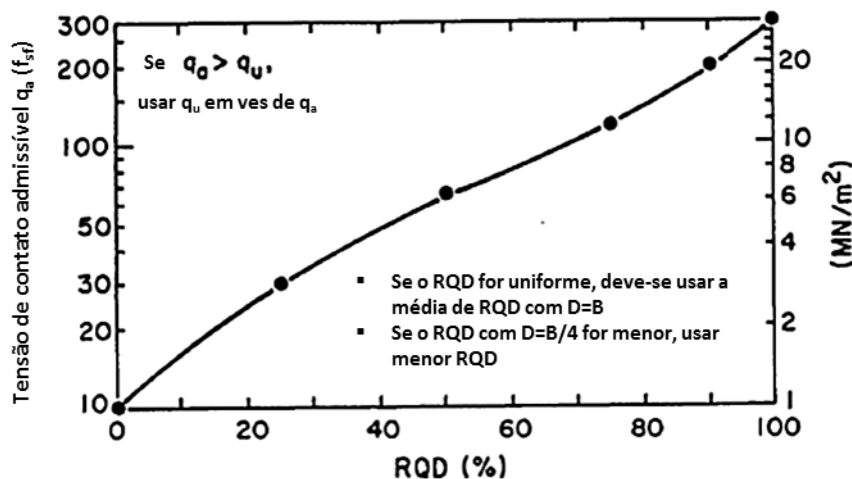


Figura 38 – Tensões admissíveis em maciços rochosos fraturados (CARTER & KULHAWY, 1988).

Para modelar geomecanicamente o modelo proposto, Carter & Kulhawy (1988) consideraram três descontinuidades ortogonais entre si. As propriedades do maciço rochoso foram definidas com base nas propriedades do material intacto, a saber, módulo de elasticidade da rocha ( $E_r$ ), coeficiente de *Poisson* ( $\nu_r$ ), módulo cisalhante ( $G_r$ ). As descontinuidades são representadas na rigidez normal ( $K_n$ ), rigidez cisalhante ( $K_s$ ) e espaçamento ( $S$ ). As formulações para este modelo foram descritas conforme expressões (33), (34) e (35):

$$E_{mi} = \left( \frac{1}{E_r} + \frac{1}{S_i K_{ni}} \right)^{-1} \quad (33)$$

$$G_{ij} = \left( \frac{1}{G_r} + \frac{1}{S_i K_{si}} + \frac{1}{S_j K_{sj}} \right)^{-1} \quad (34)$$

$$\nu_{ij} = \nu_{ik} = \nu_r \frac{E_{mi}}{E_r} \quad (35)$$

Para  $i = x, y, z$ , com  $j = y, z, x$  e  $k = z, x, y$ .

As equações (33), (34) e (35) descrevem as propriedades elásticas do maciço rochoso, porém, para aplicação em problemas de engenharia, seria necessária a redução do módulo elástico ( $\alpha_E$ ) em função da diferença entre o maciço rochoso fraturado e a rocha intacta, conforme estudos de Williams (1980) já apresentados no capítulo 4.3.2. Logo a equação (35) foi reescrita como (36):

$$\alpha_E = \frac{E_{mi}}{E_r} = \left(1 + \frac{E_r}{S_i K_{ni}}\right)^{-1} \quad (36)$$

Sendo o módulo  $E_{mi}$  indicado como  $E_i$  na notação original dos autores, correspondente ao módulo elástico do maciço rochoso.

Ábacos da expressão (36) foram apresentados por Kulhawy (1978), conforme figura 39.

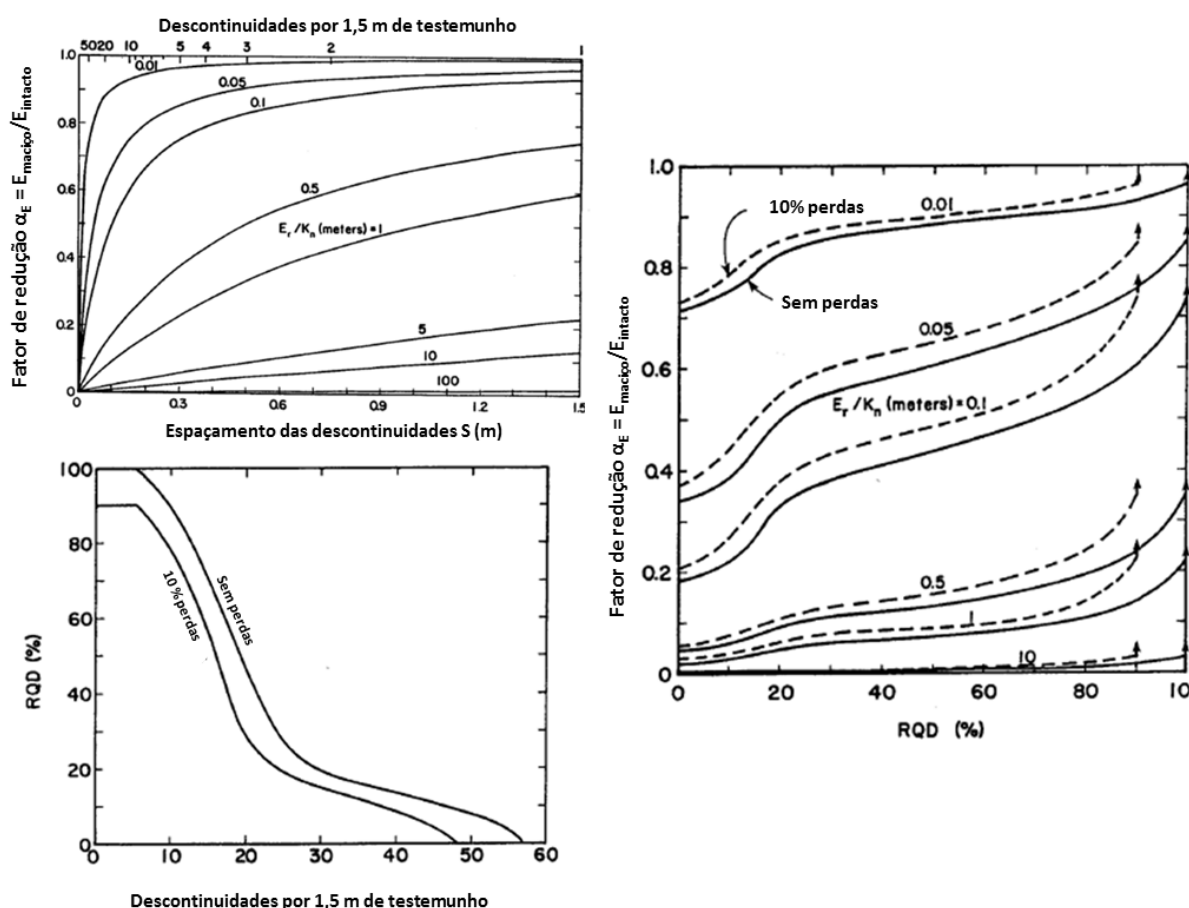


Figura 39 - Correlações entre descontinuidades, espaçamentos, RQD e redução do módulo elástico da rocha (CARTER & KULHAWY, 1988).

Carter & Kulhawy (1988) afirmaram que este modelo é adequado quando se dispõem de dados de qualidade das descontinuidades, com medidas nos eixos x e



y. Caso contrário, o modelo pode ser simplificado para valores de descontinuidades em z apenas. Como o espaçamento em z ( $S_z$ ) é normalmente maior que o espaçamento nos eixos x e y, esta simplificação tende a controlar o deslocamento quando o maciço é comprimido.

A premissa de um maciço rochoso isotrópico ( $S_z$  e  $K_{nz}$ ) oferece um limite superior conservador nos recalques. Como exemplo, para a relação  $E_r/K_n = 1$  e fator  $\alpha_E = 0,1$ , obteve-se RDQ's até 70 %, sendo que o valor de  $\alpha_E$  cresceu progressivamente até 0,2 para RQD's entre 70 e 100%. Na falta de ensaios *in situ* ou de laboratório para a determinação ou estimativa dos parâmetros da rocha, a tabela 13 apresenta alguns dados gerais apresentados por Kulhawy (1978, *apud* CARTER & KULHAWY, 1988):

Tabela 13 – Faixa de valores típicos de propriedades de rochas (KULHAWY, 1978 *apud* CARTER & KULHAWY, 1988).

	Unidades	Número de ensaios	Máximo	Mínimo	Médio
<b>Módulo de Elasticidade, <math>E_r</math></b>	GPa	261	111,6	0,006	34,60
<b>Coeficiente de Poisson, <math>\nu_r</math></b>	-	138	0,46	0,02	0,20
<b>Rigidez Normal, <math>K_n</math></b>	GPa	12	67,59	0,24	13
<b>Rigidez Cisalhante, <math>K_s</math></b>	GPa	167	31,60	0,01	2,82
<b><math>K_n/K_s</math></b>		12	83	0,84	17,8
<b><math>E_r/K_n</math></b>	m	9	4,23	0,21	1,22

Carter & Kulhawy (1988) definiram alguns conceitos para dar início ao projeto e recomendaram que, pelo fato da resistência de ponta mobilizar apenas após ocorrer o deslizamento lateral, ela deveria ser ignorada na determinação da carga de compressão admissível. Os autores afirmaram que projetar o atrito lateral do embutimento para que o mesmo assuma o deslizamento total sob a carga de trabalho retorna à condição de cálculo da resistência de ponta como uma margem de segurança.

No geral, o mecanismo de transferência de carga foi ilustrado por uma curva típica carga x recalque de um embutimento completo em rocha, com um trecho inicial aproximadamente linear, seguido por um trecho curvo, no qual a tensão cisalhante

alcança a resistência cisalhante e se inicia a ruptura do atrito com um deslizamento progressivo na interface, terminando em um trecho aproximadamente linear novamente, representando o deslizamento completo e a carga resistida pela ponta, conforme figura 40. Antes das soluções analíticas serem apresentadas, os autores definiram o problema esquemático para embutimento completo (ponta e atrito) e apenas resistência de atrito. Nesta pesquisa foram consideradas apenas estacas comprimidas resistidas por atrito lateral.

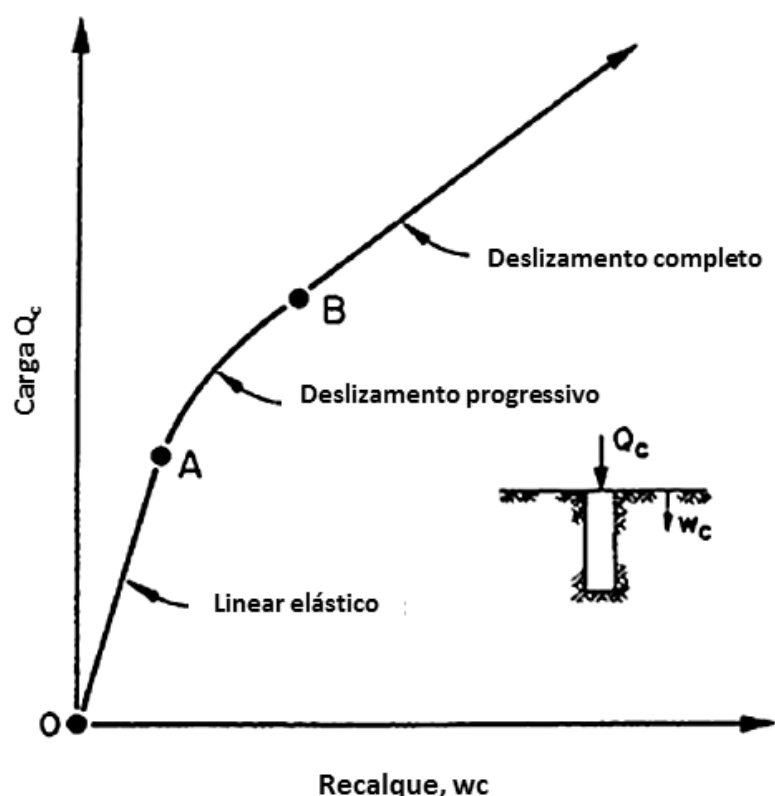


Figura 40 - Curva típica carga x recalque de embutimento completo em rocha (CARTER & KULHAWY, 1988).

#### a) Comportamento linear elástico

A estaca foi modelada como um cilindro de concreto elástico, diâmetro  $B$  e profundidade  $D$ , com módulo de elasticidade  $E_c$ , coeficiente de Poisson  $\nu_c$ , embutido em um maciço rochoso. A carga de compressão aplicada no topo do embutimento  $Q_c$  foi representada pela tensão axial distribuída uniformemente  $\sigma_b$ . Sendo a estaca de concreto armado, o módulo  $E_c$  corresponde ao módulo elástico equivalente. Os deslocamentos  $(u_c, w_c)$  e  $(u_r, w_r)$  foram definidos como radial ( $u$ ) e vertical ( $w$ ) do concreto e do maciço rochoso, respectivamente.

Na solução analítica do primeiro trecho, ou seja, comportamento linear elástico, Carter & Kulhawy (1988) assumiram  $u_r = u_c$  e  $w_r = w_c$  e que os deslocamentos preponderantes no maciço rochoso fossem verticais, com carga transmitida pela tensão cisalhante com variação da tensão normal.

Considerou-se a estaca como um pilar rígido livre sob carga conhecida, obtendo-se a deformação axial em qualquer nível, conforme equação (37):

$$\epsilon_z = - \frac{dw_c}{dz} = \frac{4 Q}{\pi B^2 E_c} \quad (37)$$

A equação diferencial que governa os deslocamentos no fuste foi apresentada em (38):

$$\frac{d^2 w_c}{dz^2} = \mu^2 w_c \quad (38)$$

Na qual:

$$(\mu D)^2 = \left(\frac{2}{\zeta \lambda}\right) \cdot \left(\frac{2D}{B}\right)^2 \quad (39)$$

$$\lambda = E_c / G_r \quad (40)$$

$$\zeta = \ln [5 (1 - \nu_r) D/B] \quad (41)$$

$$G_r = E_r / [2 (1 + \nu_r)] \quad (42)$$

A equação diferencial (38) foi solucionada para fornecer valores de  $w_c$  em funções seno e cosseno hiperbólicas, de acordo com a profundidade  $z$ , conforme expressão (43):

$$w_c(z) = A \sinh[\mu z] + C \cosh[\mu z] \quad (43)$$

Substituindo-se as devidas condições de contorno em (43), Carter & Kulhawy (1988) determinaram as constantes A e C para obterem os deslocamentos.

#### b) Completo deslizamento

Para a análise de completo deslizamento do embutimento, além do ponto B da figura 40, Carter & Kulhawy (1988) precisaram desenvolver novas equações, partindo da utilização do critério de Mohr Coulomb como premissa, conforme expressão (44):

$$\tau = c + \sigma_r \tan \phi \quad (44)$$

sendo  $c$  o intercepto coesivo e  $\phi$  o ângulo de atrito. Com o deslizamento, a interface dilata, e é assumido pelos autores que essa dilatação obedece à expressão (45):

$$\frac{u_c - u_r}{w_c - w_r} = - \tan \psi \quad (45)$$

sendo  $\psi$  o ângulo da dilatação.

Esse comportamento foi apresentado na figura 41, porém, os autores afirmaram que a utilização de lama de alta consistência (pesada) na construção minimizaria os efeitos do ângulo de dilatação. Para se determinar os deslocamentos radiais, o plano de deformações foi isolado entre a massa de rocha e o fuste da estaca, com deslocamento radial dado por (46):

$$u_c = - \frac{(1 - \nu_c) B}{E_c} \frac{\sigma_r}{2} + \frac{\nu_c B}{E_c} \frac{\sigma_z}{2} \quad (46)$$

O comportamento do maciço rochoso foi considerado linear elástico, mesmo após a ocorrência do deslizamento completo, com deslocamento vertical na interface dado por (47):

$$w_r = \frac{(1 + \nu_r)}{E_r} B \zeta \tau \quad (47)$$

Com  $\zeta$  definido por (41).

Sendo assim, o deslocamento vertical resultou de acordo com (48):

$$w_c = a_1 \tau + a_2 \sigma_r - a_3 \sigma_z \quad (48)$$

Sendo  $a_1$ ,  $a_2$  e  $a_3$  dados por (49), (50) e (51), respectivamente:

$$a_1 = \frac{(1 + \nu_r)B\zeta}{E_r} \quad (49)$$

$$a_2 = \left[ \frac{(1 - \nu_c)B}{2E_c} + \frac{(1 - \nu_r)B}{2E_r} \right] \left( \frac{1}{\tan \psi} \right) \quad (50)$$

$$a_3 = \left( \frac{\nu_c B}{2E_c} \right) \left( \frac{1}{\tan \psi} \right) \quad (51)$$

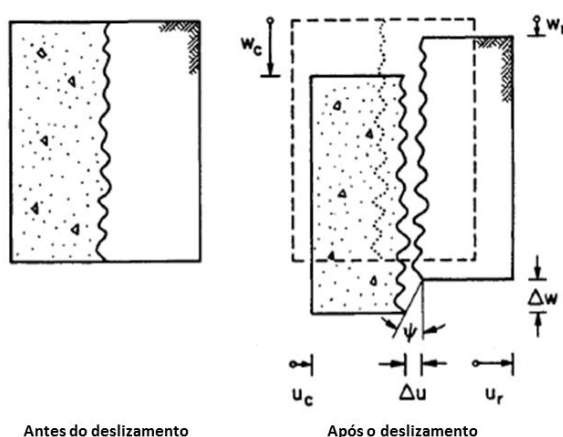


Figura 41 - Ilustração esquemática da dilatação em interface rocha-estaca Carter & Kulhawy (1988).

Carter & Kulhawy (1988) definiram, portanto, a equação diferencial que governa a variação da tensão vertical no fuste do embutimento, conforme expressão (52):

$$\alpha \frac{d^2 \sigma_z}{dz^2} + \beta \frac{d\sigma_z}{dz} - \sigma_z = 0 \quad (52)$$

Com:

$$\alpha = a_5 \left( \frac{E_c B}{4} \right) \quad (53)$$

$$\beta = a_3 E_c \quad (54)$$

Para

$$a_5 = a_1 + a_4 \quad (55)$$

$$a_4 = a_2 / \tan \varphi \quad (56)$$

Com a dilatação da interface, a tangente de  $\psi$  é maior que zero e, portanto, os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , devem ser positivos.

A solução da equação (52) foi dada por (57):

$$\sigma_z = Ae^{\lambda_1 z} + Ce^{\lambda_2 z} \quad (57)$$

Com  $\lambda_1$  e  $\lambda_2$  representados por (58):

$$\lambda_{1,2} = \frac{-\beta \pm (\beta^2 + 4\alpha)^{0.5}}{2\alpha} \quad (58)$$

As constantes A e C foram determinadas através da aplicação das condições de contorno.

#### 4.4.3.1 Atrito lateral

##### a) Comportamento linear elástico

Para a condição de resistência somente por atrito lateral do embutimento, ou seja, resistência cisalhante, a condição de contorno determinada pelos autores foi considerar a não ocorrência de tensões axiais na ponta, representando o comportamento carga x recalque para a fase elástica por (59):

$$\frac{E_r B w_c}{2Q_c} = \left(\frac{1}{\pi}\right) \left(\frac{E_r}{E_c}\right) \left(\frac{2}{\mu B}\right) \left(\frac{\cosh[\mu D]}{\sinh[\mu D]}\right) \quad (59)$$

Esta solução também foi plotada e comparada com análise de elementos finitos resultando em boa concordância das curvas, principalmente para valores altos de  $E_c/E_r$ , conforme figura 42.

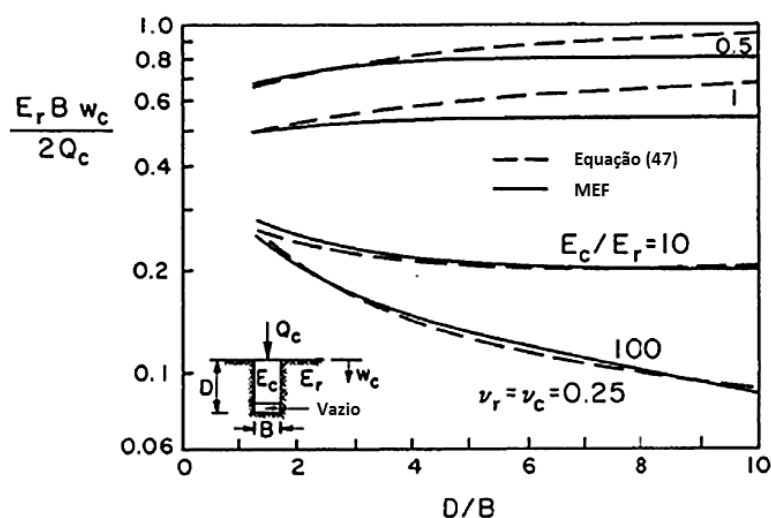


Figura 42 - Deslocamento elástico de embutimento resistido apenas por atrito lateral (CARTER & KULHAWY, 1988).

b) Completo deslizamento

Para um embutimento resistido apenas pelo atrito lateral, foram necessárias as seguintes condições de contorno:

$$\sigma_z = 0 \quad \text{para } z = D \quad (60)$$

$$\sigma_z = \sigma_b \quad \text{para } z = 0 \quad (61)$$

A solução analítica para o completo deslizamento foi dada pelas expressões (62), (63) e (64):

$$\sigma_z = \sigma_b (C_1 e^{\lambda_1 z} - C_2 e^{\lambda_2 z}) \quad (62)$$

$$\tau = -\left(\frac{\sigma_b}{2}\right) \left( C_1 \lambda_1 \frac{B}{2} e^{\lambda_1 z} - C_2 \lambda_2 \frac{B}{2} e^{\lambda_2 z} \right) \quad (63)$$

$$w_c = -a_3 \sigma_z - a_4 c + a_5 \tau \quad (64)$$

Sendo:

$$C_1 = \frac{e^{\lambda_2 D}}{e^{\lambda_2 D} - e^{\lambda_1 D}} \quad (65)$$

$$C_2 = \frac{e^{\lambda_1 D}}{e^{\lambda_2 D} - e^{\lambda_1 D}} \quad (66)$$

O cálculo do recalque no topo do embutimento foi realizado tomando-se o valor de  $z = 0$  nas equações (62) e (63).

#### 4.4.3.1.1 Sem dilatação na interface

A não ocorrência de dilatação implica num ângulo de irregularidades  $\psi$  igual a zero, com relação  $(1/\tan\psi)$  tendendo ao infinito. Sendo assim, a solução para embutimentos resistidos por atrito lateral sob compressão, com as condições de contorno iguais às do deslizamento completo (equações (60) e (61)), tornou-se indeterminada, exceto apenas nos casos de atrito coesivo puro, no qual apenas  $\sigma_z$  e  $\tau$  foram ser determinados por (67) e (68):

$$\sigma_z = 4c \left( \frac{D - z}{B} \right) \quad (67)$$

$$\tau = c \quad (68)$$

Quando  $\sigma_b$  se aproxima de  $4c(D/B)$ , o deslocamento do fuste tende ao infinito.

#### 4.4.3.1.2 Estacas Rígidas

Uma consideração particular da equação (59) referiu-se às estacas rígidas, ou seja,  $E_c \gg E_r$ . Essa consideração foi verificada quando há linearidade na transferência de carga ao longo do fuste do embutimento, ou seja, a distribuição de carga é constante com a profundidade. O conceito de estaca rígida foi estabelecida pela expressão (69):

$$\left( \frac{E_c}{E_r} \right) \left( \frac{B}{2D} \right)^2 \geq 1 \quad (69)$$

Caso o valor calculado na equação (69) seja maior que 1, a estaca é considerada rígida. O comportamento da carga x recalque no topo do fuste, para a fase elástica inicial, foi dado por (70):

$$\frac{Q_c}{w_c} = \left( \frac{\pi}{(1 + \nu_r)\zeta} \right) E_r D \quad (70)$$

Assumindo que após o deslizamento completo a transferência de carga em profundidade continua variando linearmente, ou seja, o atrito unitário permanece constante, obteve-se o comportamento carga x recalque no topo para uma interface dilatante, coesiva e com atrito, dado por (71):

$$w_c = R_1 \left( \frac{Q_c}{\pi E_r D} \right) - R_2 \left( \frac{B}{2} \right) \quad (71)$$

Sendo:

$$R_1 = (1 + \nu_r) \left( \zeta + \frac{1}{2 \tan \phi \tan \psi} \right) \quad (72)$$

$$R_2 = \frac{(1 + \nu_r)}{\tan \phi \tan \psi} \left( \frac{c}{E_r} \right) \quad (73)$$

Com  $\zeta$  calculado pela equação (41).



Durante a compressão da estaca num ensaio de prova de estática, foi possível estimar as declividades de cada fase do comportamento da curva carga x recalque ( $S_1$  e  $S_2$ ), conforme figura 43 e equações (74) e (75).

$$S_1 = \frac{\pi E_r D}{(1 + \nu_r) \zeta} \quad (74)$$

$$S_2 = \frac{\pi E_r D}{R_1} \quad (75)$$

Interessante dizer que a equação (74) pode ser invertida para se obter através da curva carga x recalque de ensaio o valor do módulo elástico da rocha  $E_r$ , tendo as propriedades geométricas e assumido um valor  $\nu_r$ . As equações para deslizamento completo, de (71) a (73), são dependentes dos parâmetros de coesão ( $c$ ), atrito ( $\phi$ ) e ângulo da dilatação da interface ( $\psi$ ). Os ângulos de atrito e de dilatação foram calculados de forma conjunta, com a coesão de forma isolada. Há duas possibilidades de estimar tais parâmetros: através das formulações e por correlações empíricas. De forma teórica:

$$\tan \phi \tan \psi = \left( \frac{1}{2\zeta} \right) \left( \frac{S_2}{S_1 - S_2} \right) \quad (76)$$

$$c = (2\zeta \tan \phi \tan \psi + 1) \frac{Q_i}{\pi DB} \quad (77)$$

sendo  $Q_i$  o intercepto vertical ( $w_c=0$ ) da extrapolação linha de deslizamento completo. Alternativamente, a coesão foi determinada por (78):

$$c = \frac{Q_{fs}}{\pi DB} \quad (78)$$

sendo  $Q_{fs}$  a carga na qual se inicia o deslizamento da interface (ponto de intersecção das duas fases).

O modelo apresentado por Carter & Kulhawy (1988) não considerou a perda de resistência dos parâmetros  $c$ ,  $\phi$  e  $\psi$  à medida que o deslizamento da interface ocorre. Não foram considerados acréscimos de tensão normal no embutimento (atrito) a partir do momento que não existissem mais dilatações na interface. Este

momento foi caracterizado como a ruptura lateral do embutimento, representado pela linha  $Q_{max}$  na figura 43. Este momento tende a se aproximar do valor da tensão de adesão lateral máxima,  $\tau_{max}$ .

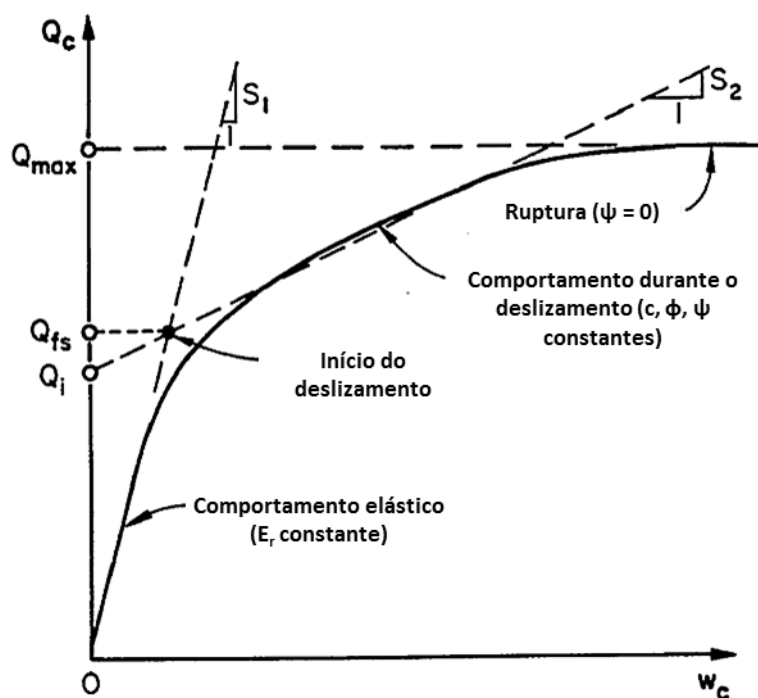


Figura 43 – Interpretação de curva carga x recalque para estacas sem resistência de ponta (CARTER & KULHAWY, 1988).

Carter & Kulhawy (1988) realizaram retro-análise de suas equações em 25 ensaios publicados na literatura, entre os quais, 9 correspondiam a ensaios à compressão em estacas sem resistência de ponta (xistos argilosos, argilitos, arenitos, siltitos e rochas calcárias). Os dados experimentais mostraram que o parâmetro  $\tan\phi \cdot \tan\psi$  foi sensível à variação de  $S_2$ , que por ter parâmetros estimados, também foi subjetivo. De forma similar, o valor da coesão ( $c$ ) foi menos sensível à variação do parâmetro  $S_2$  (a não ser que  $S_2$  fosse muito semelhante à  $S_1$ ) e sim, mais sensível à variação de  $Q_i$ . Os autores também observaram que a relação  $c/\tau_{max}$  correspondeu, para um embutimento rígido, à mesma relação entre a carga necessária para o início do deslizamento e a carga última (ruptura). Como na maioria dos ensaios os autores dispunham apenas de valores de  $q_u$ , e  $\tau_{max}$ , as de correlações de  $c$ , e  $\tan\phi \cdot \tan\psi$  obedeceram a esta limitação. Por fim, algumas correlações surgiram devido à eficácia da regressão linear, conforme figura 44 e equações (79) e (80).

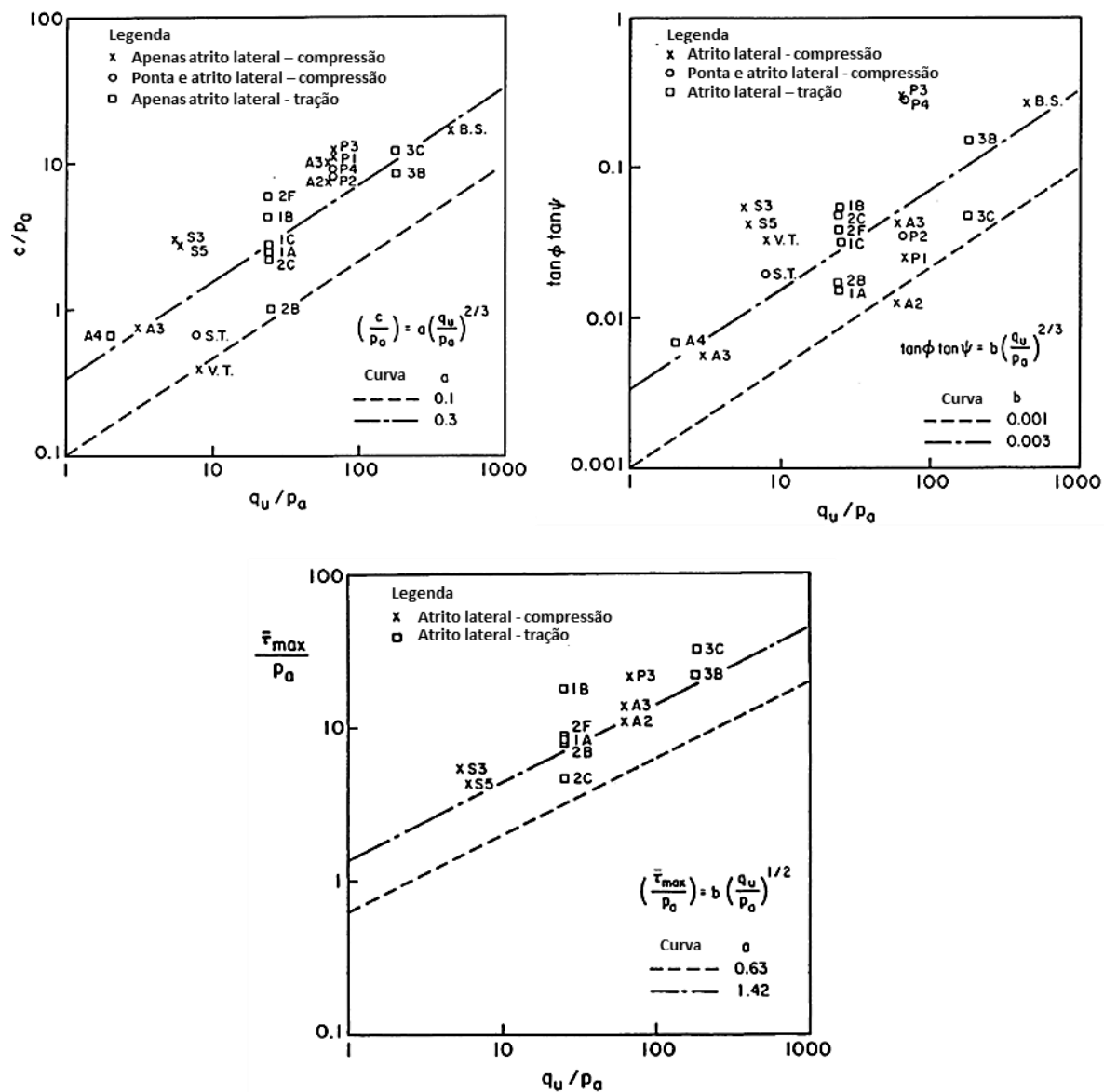


Figura 44 - Correlações empíricas encontradas por (CARTER & KULHAWY, 1988).

$$\left(\frac{c}{p_a}\right) = (0,1 \text{ a } 0,3) \cdot \left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{2/3} \quad (79)$$

$$(\tan \phi \cdot \tan \psi) = (0,001 \text{ a } 0,003) \cdot \left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{2/3} \quad (80)$$

A tensão cisalhante (resistência de atrito lateral) foi estimada pela equação (20) já apresentada, correspondente a estes autores.

#### 4.4.3.1.3 Validação do método

Para que os modelos propostos por Carter & Kulhawy (1988) obtivessem confiabilidade, os resultados das equações foram comparados com resultados por análise de elementos finitos, cuja análise não é linear, assumindo que a interface era puramente coesiva e que não ocorria dilatação.

O método de Carter & Kulhawy (1988) definiu equações para prever o comportamento da curva carga x recalque de um embutimento em rocha na fase elástica linear (até que ocorra o primeiro deslizamento) e o completo deslizamento da interface (*full slip*), porém, a fase progressiva na qual este deslizamento acontece, não foi contemplada. A análise de elementos finitos mostra essa transição num pequeno intervalo de deslocamentos. Portanto, para fins práticos, os autores sugeriram desconsiderar essa transição e assumir o comportamento bi-linear da curva carga x recalque, com a ruptura inicial (primeiro deslizamento) no ponto onde as duas retas se encontram (fase elástica e fase deslizamento).

Para a elaboração de projetos, as equações apresentadas de Carter & Kulhawy (1988) apresentaram boa confiabilidade, principalmente pela concordância com os resultados obtidos por Rowe & Armitage (1987) (método de elementos finitos). Porém, há a desvantagem em relação à praticidade dos métodos gráficos (Pells P. , 1999). Carter & Kulhawy (1988) afirmaram que as comparações entre os dois métodos podem ser realizadas nos casos em que a resistência da interface seja considerada puramente coesiva e não dilatante, sendo a resistência cisalhante não afetada por qualquer deslizamento que ocorra. Estas condições são raras de acontecer no campo, e a resistência cisalhante nestes termos, é a soma das componentes de coesão e atrito. Somente quando ocorre a ruptura, a coesão diminui (tende a zero), a dilatação ocorre e, após um deslizamento suficiente acontecer, a resistência cisalhante se torna puramente atrito e a dilatação cessa. As tendências de comportamento abordadas por Carter & Kulhawy (1988) para resistências por atrito puro, em embutimentos comprimidos, não foram serão abordadas nesta pesquisa, mas levam em conta a variação do ângulo de atrito e o ângulo de dilatação em casos separados (um dos dois parâmetros é constante).

## 4.5 Prova de Carga Estática

### 4.5.1 Introdução e conceitos

O ensaio de prova de carga estática é o mais recomendado no meio técnico mundial para confirmar ou prever capacidade de carga em estacas, assim como verificar a magnitude dos recalques (FELLENIOUS, 2011). Velloso & Lopes (2010) são uníssimos à NBR 6122 (2010) que recomenda a execução do ensaio de prova de carga estática em 1 % da fundação para obras que possuam mais de 75 estacas escavadas ou com tensão axial média atuante maior que 5 MPa (para estacas escavadas com fluido estabilizante).

Sabe-se também que o custo de realizar provas de carga estáticas são onerosos. Velloso & Lopes (2010) já haviam estimado esse custo em torno de U\$ 10,00 por kN de carga (valores ainda razoáveis atualmente). Em virtude da praticidade e redução de prazos e custos, a norma brasileira NBR 6122 (2010) consolidou a troca de cada prova de carga estática por cinco ensaios de carregamento dinâmico, porém, manteve a recomendação de, pelo menos, uma prova de carga estática (conforme os critérios mínimos para isso).

No Brasil, a norma regulamentadora da prova de carga estática é a NBR 12131 (2006). Nos Estados Unidos, as normas utilizadas são ASTM D3689 (2007) e ASTM D1143 (2013).

Um dos primeiros conceitos de ruptura de uma estaca foi formulado por Terzaghi (1942):

“...the failure load is not reached unless the penetration of the pile is at least equal to 10% of the diameter at the **tip of the pile**...at smaller penetration, no more than a fraction of the ultimate resistance of the pile toe has been mobilized” (TERZAGHI, 1942).<sup>6</sup>

Fellenius (2011) definiu a capacidade de carga de uma estaca como sendo a última resistência do solo determinada pelo comportamento carga x recalque medido.

---

<sup>6</sup> A ruptura não é atingida antes que o deslocamento da estaca seja, pelo menos, igual a 10% do diâmetro na **ponta da estaca**... sob pequenos deslocamentos, não mais do que uma fração da reação de ponta da estaca tem sido mobilizada.

Também definiu como sendo o valor no qual ocorreu uma grande deformação sob carga constante, ou sob um pequeno acréscimo de carga.

Fellenius (2011) lembrou que essa antiga definição foi mal interpretada. Muitos consideram que a capacidade de carga última corresponde ao deslocamento de 10% do diâmetro no topo da estaca. Na verdade, Terzaghi (1942, *apud* FELLENIUS, 2011) escreveu que a capacidade de carga última ou ruptura, não poderia ser considerada antes de um deslocamento na ponta de 10 % do diâmetro da estaca, ou seja, definições diferentes.

Para estacas longas, Décourt (2008) afirmou que os deslocamentos elásticos representam quase a totalidade dos recalques medidos e que não há, até o momento, qualquer correlação entre deslocamentos no topo e na ponta sem realizar instrumentação em profundidade em ensaios de prova de carga estática. Sendo assim, Fellenius (2011) considera que as deformações ou recalques limites são fundamentais para o projeto de fundações (premissa da superestrutura), porém, não relaciona este limite como condicionante para capacidade de carga última da interação solo-estaca numa prova de carga estática. Ou seja, esses limites de deslocamento não definem ruptura geotécnica.

#### **4.5.2 Sistema de reação**

No Brasil, existem algumas opções usualmente utilizadas para se realizar o ensaio de prova de carga estática à compressão, conforme ilustrado na figura 45. Importante ressaltar que existem ensaios de tração e prova de carga horizontal, o que necessita de sistemas de reação específicos. No mercado brasileiro, os tipos mais comuns realizam o carregamento com macaco hidráulico (VELLOSO & LOPES, 2010) e destacam-se em:

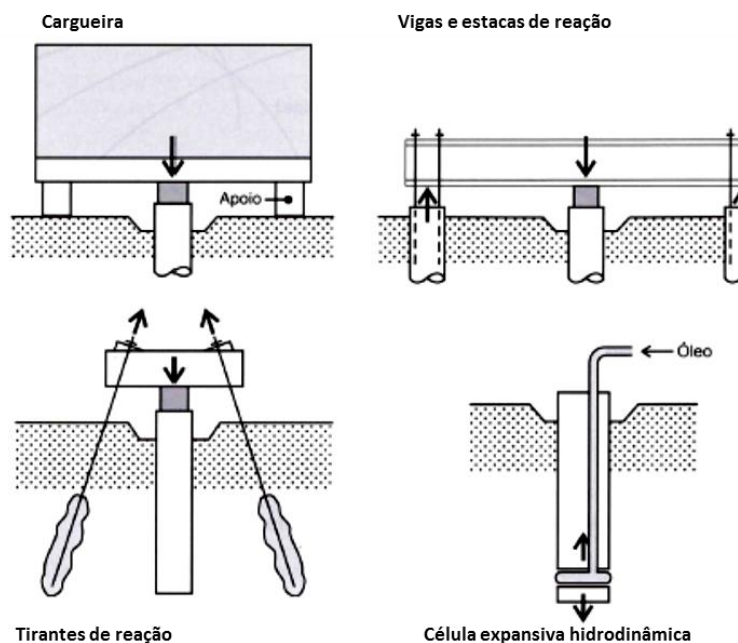


Figura 45 - Principais tipo de sistemas de reação para PCE à compressão (VELLOSO & LOPES, 2010).

- Plataforma com peso denominada “cargueira” (areia, ferro, aço, água, etc.);
- Vigas de reação ligadas a outras estacas que serão submetidas à tração;
- Vigas ou carapaças metálicas ancorados no terreno por tirantes;
- Célula expansiva hidrodinâmica.

Para provas de carga com os métodos convencionais, utilizando-se de sistemas de reação com cargueiras, tirantes, ou estacas, é necessário estar atento à geometria do sistema, de modo que a influência da interação com a estaca seja mínimo. É preciso evitar deslocamentos nas vigas de referência nas quais os deslocamentos serão medidos (FLEMING *et. al.*, 2009).

O sistema de cargueira caiu em desuso no Brasil, principalmente pelo fator segurança, porém já foi muito utilizado anteriormente em várias localidades do mundo. A tendência é se extinguir, devido aos altos custos de transportes de material, demora na montagem e insegurança do sistema.

O sistema de reação que utiliza estacas tracionadas é muito realizado no Brasil e no mundo, com bons resultados, tanto para estacas verticais quanto inclinadas. É de grande interesse dos construtores que as estacas de reação também façam parte da estrutura, evitando custos adicionais, porém, a proximidade das estacas de reação à ensaiada pode gerar instabilidade lateral durante o carregamento e interferir nas

tensões aplicadas, podendo comprometer o ensaio. A maioria das normas não permite isso, porém, Fleming *et. al.* (2009) citam que caso o ensaio seja realizado dessa forma, a elevação (deslocamentos) das estacas tracionadas deve ser medida e limitada a baixas magnitudes. Normalmente, são adotados espaçamentos das estacas de reação entre três e quatro vezes o diâmetro da estaca ensaiada, porém quanto maior esse valor menor influência ocorrerá.

Para estacas circulares, a NBR 12131 (2006) recomenda espaçamento de três vezes o diâmetro da estaca ensaiada ou no mínimo 1,5 m, entre o eixo da estaca de ensaio e o eixo das estacas de reação. Para outras seções geométricas, a NBR 12131 (2006) recomenda os mesmos critérios anteriores, porém considerando seção circular com área equivalente. A norma ainda afirma que para estacas com mais de 25 m de profundidade, essas distâncias devem ser majoradas em 20%.

A NBR 12131 (2006) recomenda que o coeficiente de segurança mínimo do sistema de reação deva atender a 1,5 vezes o valor máximo de carregamento do ensaio.

A utilização de tirantes como reação ganhou muito espaço a partir da década de 70 e pode ser muito interessante dependendo da condição geológica do local. Sua instalação é realizada com uma perfuratriz com acessórios, seguindo a metodologia da NBR 5629 (2006). As principais desvantagens deste sistema são os alongamentos diferenciais ocorridos em cada tirante e a falta de estabilidade lateral (FLEMING *et. al.*, 2009). Para utilização de múltiplos tirantes é necessário, segundo a NBR 12131 (2006), que os mesmos tenham fator de segurança de 1,2 vezes a carga prevista para cada tirante, caso sejam ensaiados, ou 1,5 vezes, caso não sejam. Fleming *et. al.* (2009) recomendaram que o ensaio devesse atender a 1,3 vezes a carga prevista. Os autores recomendaram pré-tensionar o tirante em proporções maiores possíveis em relação à carga prevista de ensaio, para evitar alongamentos maiores.

Um equipamento que ganha cada vez mais espaço no mercado dentre os métodos para a realização de provas de carga estáticas é a célula expansiva hidrodinâmica, desenvolvida por Silva (1986) e mundialmente difundida por Osterberg (1989), conhecida como “*O-Cell*”. O sistema consiste em colocar uma célula expansiva no fuste da estaca, geralmente próximo à ponta da mesma, onde o acionamento se dá



por comando hidráulico provocando sua expansão, carregando, por consequência, a parte inferior da estaca (ponta) para baixo, em compressão, e a parte superior (fuste) para cima, em tração (VELLOSO & LOPES, 2010). Apesar deste método não precisar de outro sistema de reação (pois a célula utiliza a própria estaca para isso), o processo é limitado ao esgotamento de uma das capacidades da estaca, ponta ou atrito. No entanto, o método é de rápida execução e pode ser associado com várias células para aplicação de elevadas cargas. Prova disso é o recorde atual de 320 MN realizado no I-70 *Mississippi Bridge, St Louis, Missouri* em 2010, numa estaca de 35 m de profundidade e 3,35 m de diâmetro (LOADTEST, 2014).

#### **4.5.3 Tipos de Carregamento**

As formas de aplicação de carga podem ser diferentes e são divididas em três principais categorias (VELLOSO & LOPES, 2010), conforme figura 46:

- Carga controlada: carga incremental lenta, carga incremental rápida, carga cíclica;
- Deformação (deslocamento) controlada;
- Método “do equilíbrio”.

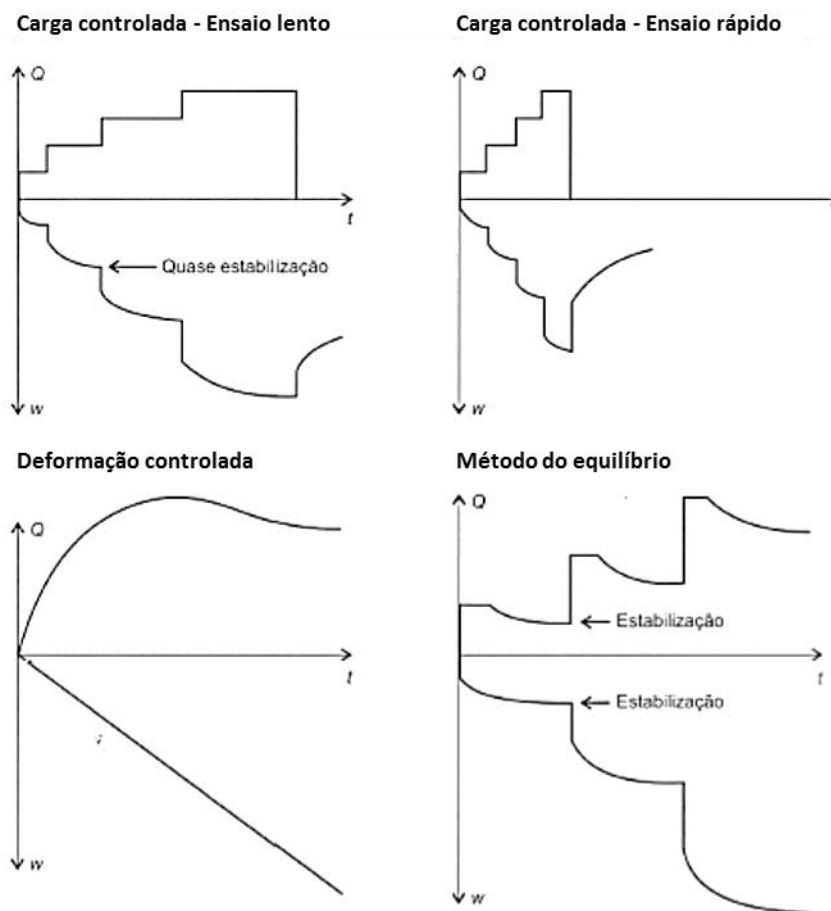


Figura 46 - Principais desenvolvimentos de carga e recalque no tempo (VELLOSO & LOPES, 2010).

Dentre os ensaios de carga controlada, encontram-se duas vertentes muito comuns, citadas por Fellenius (1980), os ensaios lentos e rápidos.

#### 4.5.3.1 *Maintained Test* (Ensaio lento)

Este ensaio, por muitos anos, foi considerado o ensaio padrão nos Estados Unidos para provas de carga estáticas. Nos dias atuais, sua descrição na norma americana ASTM D1143 (2013), tornou-o opcional. Isso se deve às críticas recebidas ao longo do tempo, como por exemplo, por Fellenius (1980) que observou neste ensaio elevado consumo de tempo, requerendo de 30 a 70 horas para ser completado, dependendo dos deslocamentos. Segundo o mesmo autor, o conceito de “deformação zero” é ilusório, pois a taxa de deslocamento de 0,25 mm/h corresponde à taxa de 2,1 m/ano, conforme ASTM D1143 (2013). A estaca é carregada em incrementos de 25 % da carga de projeto até o dobro desta carga (para estacas individuais). Na norma atual, limitou-se o máximo de 2 horas por estágio. Cada incremento é mantido até que se alcance a estabilização, definida

como a taxa de 0,01 pol/h ou 0,25 mm/hora. O último carregamento é mantido por 12 horas podendo-se iniciar o descarregamento caso o deslocamento seja menor que 0,25 mm em 1 hora. Caso contrário, deve-se manter a carga máxima por 24 horas. Anteriormente, o ICE (2007) dividia o ensaio para duas taxas de deslocamentos: 0,24 mm/h, desde que a taxa fosse decrescente para deslocamentos maiores que 24 mm, e 0,1mm/h, para deslocamentos menores que 10 mm. Caso atinja-se a ruptura, a ASTM D1143 (2013) recomenda não descarregar até que se alcance o deslocamento axial de no mínimo 15 % do diâmetro da estaca, procedendo-se a partir daí, o descarregamento em estágios de 25 % da máxima carga de ensaio.

Velloso *et. al.* (1975, *apud* VELLOSO & LOPES, 2010) comprovaram isso realizando um ensaio lento buscando a estabilização completa, caracterizada por três leituras iguais (feitas de hora em hora), na qual o ensaio teve duração de 25 dias.

Na norma brasileira NBR 12131 (2006) o ensaio lento possui as seguintes diretrizes:

- a) O incremento de carga em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista da estaca;
- b) Em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização ou no mínimo 30 minutos;
- c) Em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos imediatamente a aplicação da carga e seguidos de leituras nos tempos 2, 4, 8, 15, 30, 60 minutos, contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 1 hora até a estabilização;
- d) A estabilização é considerada quando a diferença de leituras consecutivas corresponder a no máximo 5 % do deslocamento havido do mesmo estágio (leitura atual e anterior);
- e) Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima deve ser mantida por 12 horas para se iniciar o descarregamento;
- f) O descarregamento deve ser realizado em no mínimo quatro estágios, com tempo mínimo de 15 minutos e critério de estabilização conforme itens (c) e (d);
- g) Após o descarregamento total, os deslocamentos devem ser medidos até a estabilização.

Velloso & Lopes (2010) lembram que normalmente nos primeiros estágios de carga a estabilização é logo alcançada, e se mantém a carga por 30 minutos apenas para atender o tempo mínimo. À medida que o carregamento se aproxima da ruptura, os estágios necessitam de mais de 30 minutos para estabilização.

As deformações que a estaca sofre com o tempo em cada estágio são devidas principalmente ao fenômeno de *creep* (deformações viscosas) e não a adensamento (LOPES, 1979 e LOPES, 1985 *apud* VELLOSO & LOPES, 2010). A viscosidade do solo é uma variável que pode permitir maior resistência com menores deformações quando há cisalhamento rápido. Portanto, menores velocidades de carregamento conduzem a recalques maiores e capacidades de carga menores.

Entretanto, Fellenius (2001) considera que uma prova de carga estática na qual se realize, por exemplo, 16 incrementos iguais de carga de 30 tf a cada 30 minutos, os resultados são melhores do que se realizar 8 incrementos de 60 tf de carga a cada 1 hora. Isso se deve ao fato de se obter uma curva carga x recalque melhor definida. Fellenius (1980) observou que a duração de cada estágio é o menos importante, seja uma hora ou 15 minutos. O que importaria é utilizar-se dos menores intervalos de tempo possíveis, aumentando-se a taxa de carga/hora, sem prejudicar os dados do ensaio. Dessa forma, utilizando-se destes menores intervalos de estágio possíveis, a influência do tempo é reduzida, e o ensaio aproxima-se da realidade de um ensaio não drenado. Ensaio que são medidos em semanas, meses, anos, ou até em 48 ou 72 horas são inadequados e resultam em dados mais confusos (FELLENIOUS, 1980).

#### 4.5.3.2 *Quick Test* (Ensaio rápido)

Ensaio rápido consistem em aplicação de incrementos de carga em estágios de 4 a 15 minutos, introduzidos nos Estados Unidos na década de 80, com boa aceitação. Foi considerado por Fellenius (1980) como superior ao ensaio lento do ponto de vista técnico, prático e econômico. Na norma americana ASTM D1143 (2013), este ensaio já consta como método padrão de ensaio.

Pela ASTM D1143 (2013), o *Quick Test* (ensaio rápido) tem por objetivo a aplicação de incrementos de 5% da carga estimada de ruptura, até atingir-se esta ruptura, respeitando-se a segurança quanto à carga máxima estrutural da estaca e do

sistema de reação. Como já dito, o tempo de cada estágio não deve ser menor que 4 minutos, nem maior que 15 minutos, utilizando-se do mesmo intervalo em todos os estágios. O descarregamento deve ser feito de 5 a 10 estágios, com as mesmas premissas que o carregamento. Quando as estacas são instrumentadas, recomenda-se utilizar até 15 minutos de intervalo, mais que isso, além de não recomendado por norma, é desnecessário (FELLENIOUS, 1980). Geralmente, este ensaio leva de duas a três horas para ser completado.

Na norma brasileira NBR 12131 (2006) o ensaio rápido possui as seguintes diretrizes:

- a) O incremento de carga em cada estágio não deve ser superior a 10 % da carga de trabalho prevista da estaca;
- b) Em cada estágio, a carga deve ser mantida durante 10 minutos, independente da estabilização dos recalques (para casos especiais como torres de linhas de transmissão o tempo pode ser reduzido para 5 minutos);
- c) Em cada estágio, os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e final;
- d) Atingida a carga máxima de ensaio, os deslocamentos devem ser medidos em cinco leituras, nos tempos de 10, 30, 60, 90 e 120 minutos. Procede-se a seguir o descarregamento em no mínimo 5 estágios, com tempo de 10 minutos cada um e leitura dos respectivos deslocamentos;
- e) Após 10 minutos do descarregamento total, devem ser realizadas duas leituras adicionais aos 30 e 60 minutos.

#### 4.5.3.3 Swedish Cyclic Test (Ensaio cíclico)

Na norma brasileira NBR 12131 (2006) a diretriz sobre este tipo de ensaio divide-se em dois tipos:

- Ensaio cíclico lento
- Ensaio cíclico rápido.

O ensaio cíclico lento deve ser realizado seguindo as prescrições (NBR 12131, 2006):

- a) O carregamento deve ser feito em ciclos de carga-descarga, com incrementos iguais e sucessivos, observando-se que o incremento de carga aplicada, entre ciclos sucessivos de carga-descarga, não seja superior a 20 % da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada ciclo de carga-descarga, a máxima carga aplicada (um estágio) deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 minutos;
- b) Em cada ciclo os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga máxima correspondente, seguindo-se por leituras nos tempos de 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 180 minutos, etc., contados a partir do início do estágio até se atingir a estabilização;
- c) A estabilização dos deslocamentos será atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5 % do deslocamento ocorrido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual);
- d) Não sendo atingida a carga de ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento do último ciclo;
- e) Os descarregamentos, em cada ciclo, devem ser feitos também de uma só vez, em um único estágio por ciclo. A carga nula no topo, em cada ciclo, é mantida até a estabilização dos deslocamentos com registro segundo os critérios estabelecidos em (b) e (c).

O ensaio cíclico rápido deve ser realizado seguindo as prescrições (NBR 12131, 2006):

1. O carregamento é feito em ciclos de carga-descarga, com incrementos iguais e sucessivos, observando-se que o incremento de carga aplicada entre ciclos sucessivos de carga-descarga não deve ser superior a 10 % da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada ciclo de carga-descarga, a carga máxima deve ser mantida durante 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos;
2. O recalque máximo do topo deve ser no mínimo 10 a 20 % do diâmetro da estaca, de forma a garantir para as cargas máximas dos ciclos finais, o esgotamento do atrito lateral e a mobilização da resistência de ponta;

3. Em cada ciclo os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio;
4. Atingida a carga máxima do ensaio (último ciclo) devem ser feitas cinco leituras a 10, 30, 60, 90 e 120 minutos;
5. Os descarregamentos, em cada ciclo, devem ser feitos de uma só vez, em um único estágio por ciclo. A carga nula no topo, em cada ciclo, é mantida por 10 minutos, com leitura dos respectivos deslocamentos;
6. Após os dez minutos do descarregamento total do último ciclo, devem ser feitas mais duas leituras adicionais a 30 e 60 minutos.

As vantagens e desvantagens deste ensaio foram citadas por Fellenius (2011), onde os requisitos mínimos, para provas de carga estáticas cíclicas, devem respeitar as diretrizes das normas americanas ASTM D1143 (2013) e ASTM D3689 (2007). Porém, ensaios com objetivos especiais, ou ações combinadas, ainda necessitam regras específicas. Fellenius (2011) comenta que dois dos principais erros em ensaios de prova de carga estática cíclica consistem em incluir ciclos de carregamento e descarregamento e depois deixar a duração da carga aplicada em um estágio variar entre os estágios. Para uma prova de carga instrumentada, estes dois fatores fazem com que a evolução dos dados obtidos pelos *strain gages* não seja confiável. Fellenius (2011) recomenda que se os ciclos de carga forem necessários, estes devem ser realizados após completar o ensaio padrão primeiro, para então, se proceder ao descarregamento de forma cíclica, com séries definidas entre dois valores de carregamento. Weele (1957, *apud* FELLENIUS, 1975) afirmou que o primeiro método cíclico foi apresentado baseado no procedimento de carregamento lento, que combinava carregamentos e descarregamentos em cada estágio. O objetivo do ensaio era separar resistência de atrito lateral e resistência última. Este ensaio era até mais longo que o ensaio lento padrão.

Na Suécia, muitos métodos cíclicos foram utilizados com duração de 40 a 60 horas para conclusão. Broms (1972, *apud* FELLENIUS, 1975) afirmou que diversos resultados foram publicados na bibliografia pelo método sueco, no qual a estaca era carregada aproximadamente um terço do permitido ou do máximo, sendo então descarregada para metade desse valor. Este ciclo deveria ser repetido 20 vezes (10 vezes para a metade da carga aplicada), sendo que cada ciclo deveria ter duração de 20 minutos. Os próximos ciclos procederiam com acréscimo de carga

correspondente a 50 % da carga inicial até que a ruptura fosse alcançada. Durante os ciclos iniciais o deslocamento adicional de um ciclo é menor que o do ciclo anterior. Com o aumento da carga, o deslocamento adicional fica maior e para grandes valores de carga, finalmente, o deslocamento cresce em uma taxa acelerada. Há um ciclo no ensaio no qual o deslocamento adicional é aproximadamente igual ao deslocamento anterior. A carga de carregamento, neste ciclo particular, é denominada “*yield value*”, ou carga última (FELLENIOUS, 1980).

Quando plotados em um gráfico os deslocamentos de cada ciclo versus número de ciclos, a carga última pode ser determinada por interpolação. Entretanto, se o real valor for de difícil determinação, a *Swedish Pile Commission* (1970) recomendou plotar os deslocamentos versus o logaritmo do número de ciclos. A vantagem de se plotar em escala logarítmica o número de ciclos é a facilidade em determinar a carga última, sendo esta então menos dependente do julgamento de quem a interpreta, em oposição à escala linear (FELLENIOUS, 1975). O valor da carga última é geralmente menor do que o determinado na escala linear e normalmente menor que o valor da carga de ruptura, pois a resistência do fuste é reduzida devido à aplicação dos ciclos.

#### 4.5.3.4 CRP - *Constant Rate of Penetration Test* (Deformação controlada)

Este ensaio foi desenvolvido no Reino Unido por Whitaker (1957), Whitaker & Cooke (1961) e Whitaker (1963), sendo muito difundido no meio europeu. Manuais foram publicados para este ensaio na *Swedish Pile Commission* (1970) e no *New York Department of Transportation* (1974), embora não tenha sido muito utilizado nos Estados Unidos. No ensaio CRP o topo da estaca é forçado a se deslocar a uma taxa pré-determinada, normalmente 0,5 mm/min, e a carga necessária para alcançar esse deslocamento é medida. As leituras são realizadas a cada dois minutos e o ensaio é levado até o deslocamento máximo (neste caso o deslocamento medido no topo da estaca) entre 2 e 3 polegadas, ou 50 a 75 mm, ou ainda, até o limite máximo de carga do sistema de reação. Isto significa que o teste pode ser completo entre duas e três horas (FELLENIOUS, 1980). O ensaio CRP, quando levado à ruptura da estaca, possui dados valiosos à interpretação como a curvatura da curva carga-recalque, o comportamento da estaca no momento da ruptura, o atrito lateral em areias com maior ou menor carga limite e o atrito lateral em argilas (FELLENIOUS,



1980). Não há referências, por esse autor, na aplicação deste ensaio em estacas escavadas embutidas em rocha.

Fellenius (1975) considerou o ensaio CRP mais útil que o ensaio rápido por se determinar melhor a curva carga x recalque. O autor avalia que esta informação é muito importante, especificamente para estacas de atrito, quando a carga necessária para se atingir o deslocamento possui um valor ligeiramente menor depois de alcançar um valor máximo, um pico.

Para executar o ensaio CRP é necessário dispor de uma bomba elétrica que consiga manter o fluxo de óleo constante, sem pulsos ou variações de pressão. O carregamento é feito com um macaco que recebe o óleo a vazão constante, enviado pela bomba elétrica (VELLOSO & LOPES, 2010). O esquema de um sistema necessário e apropriado para execução do CRP foi descrito por Garneau & Samson (1974). Esse ensaio possui referências na norma americana ASTM D1143 (2013).

Por fim, Fellenius (1980) relatou que pela dificuldade em se executar leituras simultâneas de carga e deformação (*strain gages*), o ensaio rápido é mais recomendado para estacas instrumentadas. Hoje em dia, com as leituras automatizadas, isso não seria mais problema. Este tipo de ensaio não possui referência na norma brasileira NBR 12131 (2006).

#### 4.5.3.5 *Equilibrium method* (Método do equilíbrio)

Este método foi proposto por Mohan *et. al.* (1967) como uma variação do ensaio lento para diminuir o tempo de execução. Consiste em deixar reduzir a carga máxima de cada estágio ao invés de ser mantida pelo bombeamento do macaco (FELLENIOUS, 1980). A carga de equilíbrio é o valor do carregamento final do estágio, no qual os recalques estão estabilizados. Velloso & Lopes (2010) citam que o tempo para se atingir o equilíbrio é bem mais curto do que se mantivesse a carga com o bombeamento no macaco. A primeira prova de carga realizada no Brasil com esse procedimento foi realizada pela DERSA na ponte sobre o Mar Pequeno (ligando Santos a São Vicente) (FERREIRA, 1985 *apud* VELLOSO & LOPES, 2010).

Sendo assim, o método do equilíbrio limite possibilita, de forma mais simples, eliminar efeitos do tempo (*creep*). Este ensaio pode ser realizado com incrementos

de carga da ordem de 20 % da carga de trabalho e, em cada estágio, manter a carga por 30 minutos deixando a mesma relaxar por mais 30 minutos. A curva carga x recalque corresponderá à velocidade de carregamento nula, ou seja, uma prova realmente estática (FRANCISCO, 2004 *apud* VELLOSO & LOPES, 2010). Esse método não possui referência na norma brasileira NBR 12131 (2006), nem na americana ASTM D1143 (2013).

#### 4.5.3.6 Comparação entre os tipos de ensaio

Fellenius (1975) comparou os métodos de ensaio citados anteriormente, principalmente pelo ponto de vista da duração de cada ensaio e dos resultados obtidos. É fato que os ensaios lento e cíclico podem demorar mais que o dobro do tempo de ensaios rápido e CRP, porém, o custo é justificado pelos resultados obtidos? Para Fellenius (2011) não.

Fellenius (1975) apresentou resultados obtidos para cada um dos métodos citados em provas de carga em estacas de atrito em argila, com diferenças típicas entre as curvas e o tempo de ensaio, ilustrados na figura 47.

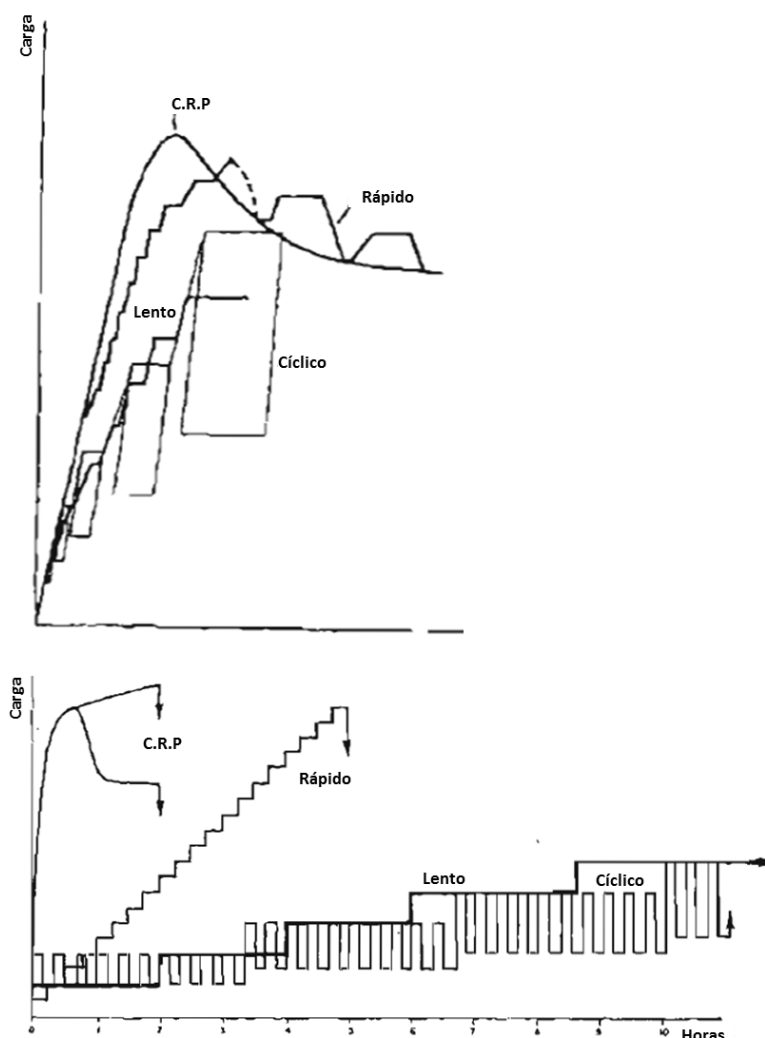


Figura 47 - Típicas curvas obtidas para cada tipo de procedimento adotado em ensaio de prova de carga estática (FELLENIOUS, 1975).

É de grande interesse, do ponto de vista geotécnico, para projetos e execução, que investigações com provas de carga levem estacas-teste à ruptura. Para isso, talvez levar o ensaio a três vezes a carga de trabalho projetada pode ser um começo dessa prática.

Para Fellenius (1975), o ensaio CRP é o que melhor determina a curva de comportamento da estaca, na qual a carga de ruptura pode ser mais facilmente determinada. Em seguida, vem o ensaio rápido, que determina uma curva de boa análise de comportamento, porém, devido à perda do valor de pico da curva carga x recalque, torna-se mais difícil interpretar a carga de ruptura. O ensaio rápido é mais fácil de realizar do que o CRP, o que facilita as medidas de leitura em uma estaca instrumentada. Os ensaios cíclicos são recomendados por Fellenius (1975) apenas em situações especiais, pois durante a execução do ensaio há mudança de

comportamento da estaca, logo, ela não se comportaria da mesma forma originalmente. Como os ensaios cíclicos são mais caros e demandam mais tempo, o autor sugere sua utilização apenas quando o sistema de reação é insuficiente para atingir a carga estimada de ruptura, ou quando a resistência de ponta da estaca é um fator importante, combinado com o estudo de resistências residuais. Como já citado, o autor não entende que o ensaio lento se justifique pelos resultados obtidos, a menos que se queira determinar influência de *creep*. Ensaio rápidos simulam condições não drenadas.

Dessa forma, a interpretação é de crucial importância para que os dados de cada ensaio sejam utilizados de forma segura e conveniente. *Load tests do not provide answers, only data to interpret*<sup>7</sup> (DAVISSON, 1972).

#### 4.5.4 Variação do módulo elástico de estacas de concreto com a influência do tipo de carregamento

O conceito de que o módulo elástico de uma estaca de concreto não é constante, foi estudado por Fellenius (1989) que desenvolveu uma nova proposta, baseada na não linearidade da curva tensão x deformação obtida em provas de carga estáticas. Esse conceito já é conhecido do ponto de vista estrutural (figura 48), sendo difundido que a relação da curva tensão x deformação não é linear. Para análise estrutural, é recomendado o uso do módulo tangente inicial, a partir de carregamentos e descarregamentos. Esse módulo é determinado em laboratório seguindo os preceitos da NBR 8522 (2008), conforme figura 48 (tensão  $\sigma_a$  representa 0,5 MPa).

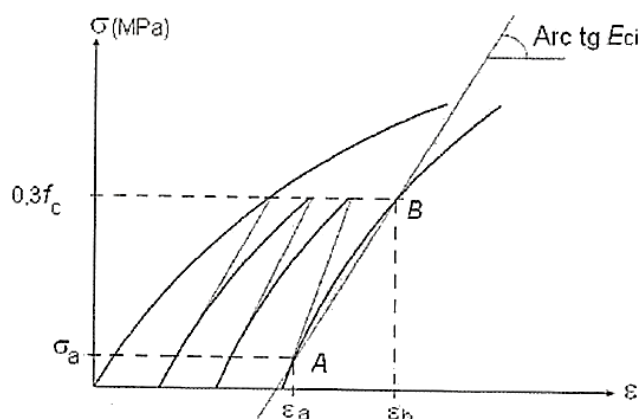


Figura 48 - Representação do módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ) (NBR 8522, 2008).

<sup>7</sup> Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados para interpretar.

Nesse contexto, o efeito da velocidade de carregamento na resposta do concreto na questão de tensões e deformações é de suma importância. Quanto mais lenta a velocidade de aplicação de carga, menor será o módulo elástico indicado pela curva tensão x deformação, além de diminuir a resistência final. Essa diminuição de resistência, devido às diferentes velocidades de carregamento, foi denominada “efeito Rüsçh”. Isto é devido aos resultados obtidos por Rüsçh (1960) em amostras de concreto submetidas à diferentes velocidades de aplicação de tensões, conforme indicado na figura 49.

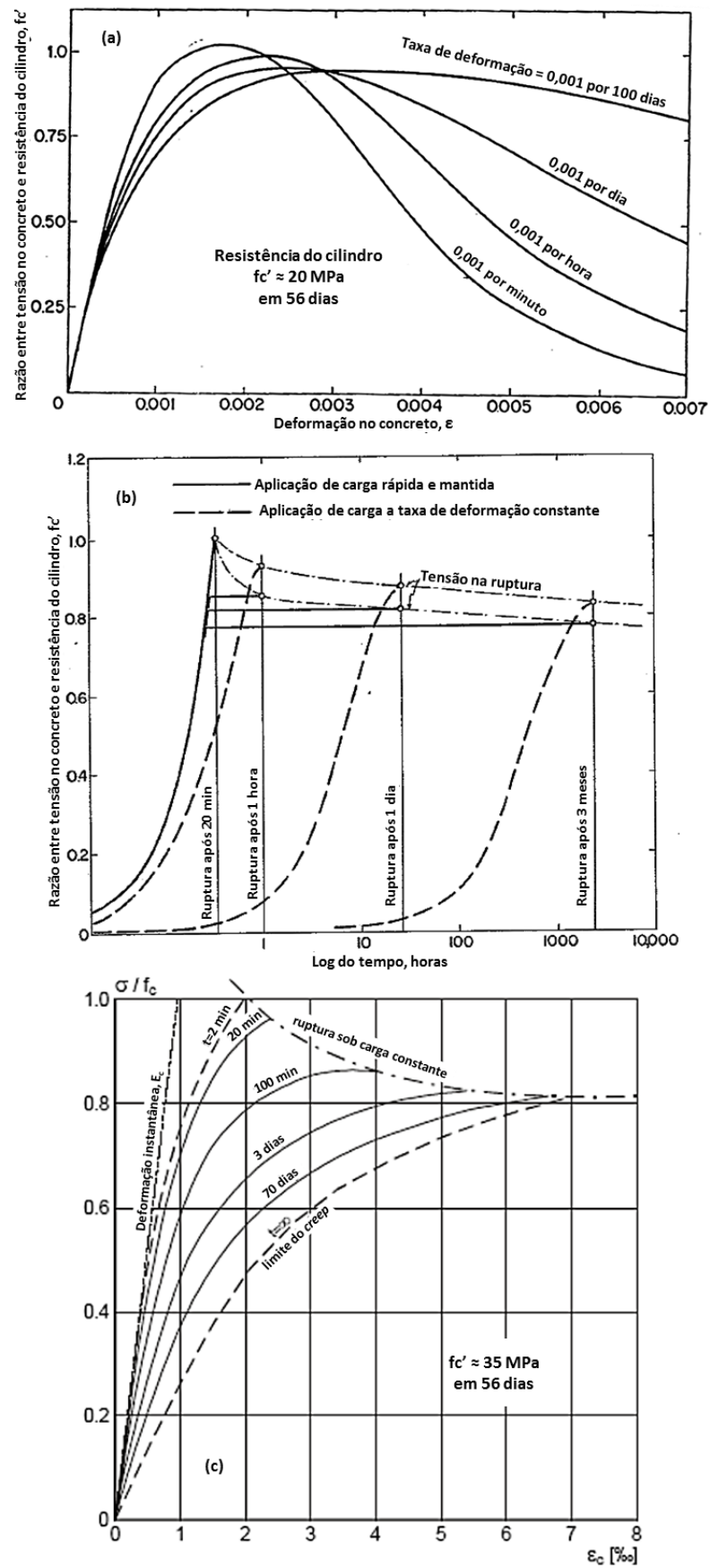


Figura 49 - Influência da intensidade e duração do carregamento nas deformações do concreto (RÜSCH, 1960).

Pode-se observar na figura 49-a que a variação entre deformações, em consequência das velocidades de aplicação de carga, aumenta conforme aumenta-se o nível de tensões.

Como exemplo na figura 49-b, a resistência de amostras submetidas a velocidades de carregamentos pequenas chegam a ter de 0,75 a 0,85 vezes a resistência de amostras submetidas à carregamentos rápidos, confirmando o “efeito Rüschi”.

Na figura 49-c, pode-se observar que a curva limite à esquerda (aproximada em uma reta), significa um carregamento extremamente rápido, coincidindo com a reta elástica tensão x deformação do concreto, indicada pelo módulo elástico  $E_c$ . À direita, observa-se a curva limite do fenômeno de *creep* corresponde à taxa de carregamento infinita, ou seja, o limite das deformações ocorridas para cargas constantes. A linha superior que limita do gráfico está relacionada à tensão de ruptura, que diminui conforme o tempo de *creep* aumenta. A medida que a deformação ocorre sob carga constante, a curvatura e o comportamento da relação tensão x deformação modifica.

Entretanto, nota-se na figura 49-a que, para tensões normalizadas (atuantes/ruptura) baixas, ou seja, menores que 0,25, as curvas tensão x deformação, para várias velocidades de carregamento, coincidem. Isto poderia significar mesmo comportamento e, portanto, mesmo módulo elástico. Porém, nesta análise anterior, o fenômeno *creep* não está incluso diretamente, pois os ensaios foram conduzidos com deformação controlada constante (ensaio tipo CRP).

Nas provas de carga estáticas lenta e rápida, pela diferença do tipo de carregamento, o fenômeno de deformação sob carga constante influi diretamente nos recalques medidos no topo, resultando em valores diferentes de deslocamentos para a mesma carga aplicada (pelo tempo de manutenção), e, por consequência, a rigidez da estaca obtida pela curva tensão x deformação.

Massad & Winz (2000) também realizaram interpretações sobre a influência da velocidade de carregamento baseadas em provas de carga em estacas em solos do Pré-Cambriano da Grande São Paulo e constaram que, para estes solos, há pouca influência da velocidade de carregamento na determinação da capacidade de carga. Em contrapartida, para outros tipos de solos, como argilas marinhas, a velocidade

de carregamento pode influir diretamente nos resultados das provas de carga. Outro ponto fundamental consiste em: os ensaios rápidos analisados pelos autores foram realizados após os lentos, e, portanto, não pode-se avaliar a diferença de rigidez encontrada, devido às cargas residuais. Nesse contexto, ensaios rápidos executados subseqüentemente à ensaios lentos, devido às tensões residuais, afetam os recalques medidos no topo.

No gráfico apresentado na figura 49-c, para estimativa da influência de deformação sob carga constante, considerando-se uma tensão relativa à 0,2 (aplicada/ruptura), a diferença entre as curvas de 100 minutos e 3 dias (4320 minutos) corresponde a valores aproximados de deformação de 0,25 e 0,40 %, ou seja, uma diferença de 60 %. O procedimento de execução de provas de carga com carregamento lento possui influência direta deste fenômeno, devido à espera de estabilização dos recalques, ou seja, mantém-se a carga constante até que atinja um critério limite de estabilização.

Como nos ensaios de prova de carga estática, em sua maioria, só executa-se um ciclo de carregamento e descarregamento, utilizar o primeiro módulo tangente (sem que o atrito lateral tenha se esgotado) medido pode gerar erros, principalmente nos cálculos de transferência de carga em profundidade (em estacas instrumentadas).

Para resolver este impasse e aproximar uma análise mais realista, Fellenius (1989) propôs a utilização do módulo secante, determinado a partir da aproximação da curva tensão x deformação do concreto, como peça estrutural, a uma equação de segundo grau. O autor adotou o seguinte conceito: para o concreto, a razão entre incremento de tensão aplicada e incremento de deformação resulta em comportamento linear. Resumindo, conforme avança a curva tensão x deformação, os módulos tangentes diminuem pela diminuição das inclinações da curva. Quando o atrito lateral se esgota na estaca, ela funciona como uma peça estrutural e torna-se paralela à curva adotada, obtendo-se o módulo elástico secante para cada deformação. Sabendo-se, portanto, a relação tensão-deformação para o sistema estaca-solo nos trechos instrumentados, pode-se integrar a melhor reta obtida para encontrar o módulo elástico secante correspondente a cada nível de deformação. Assim, é possível converter as deformações obtidas nos sensores em tensões e, multiplicando-se pela área da seção da estaca, em cargas em profundidade.



Sendo o módulo tangente, para estaca como peça estrutural livre (sem atrito), em qualquer ponto da curva, dado por (81):

$$M_t = \left( \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right) = A\varepsilon + B \quad (81)$$

Integrando-se em  $\varepsilon$ , e considerando a constante de integração  $C=0$ :

$$\sigma = \left( \frac{A}{2} \right) \varepsilon^2 + B\varepsilon \quad (82)$$

E sendo:

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon \quad (83)$$

Resulta o módulo de elasticidade secante, conforme (84):

$$E_s = 0,5A\varepsilon + B \quad (84)$$

sendo  $M_t$  e  $E_s$  os módulos tangente e secante da estaca respectivamente,  $\sigma$  a tensão (razão carga por área da seção transversal da estaca),  $A$  o coeficiente angular do módulo tangente,  $\varepsilon$  a deformação e  $B$  o ponto de intersecção no eixo  $y$  (por exemplo, módulo tangente inicial).

Fellenius (2001) afirma que assumir um módulo de elasticidade constante pode ocasionar erros grosseiros nos cálculos de carga em profundidade, citando um exemplo de prova de carga instrumentada utilizando esse novo conceito e comparando-o ao módulo constante (erros de 10 a 20 % nas cargas).

#### **4.5.5 Modelo de Massad (1995) para interpretar provas de carga**

Massad (1995) apresentou um modelo matemático capaz de interpretar racionalmente dados obtidos em provas de carga estáticas, levando-se em conta a rigidez relativa do sistema estaca-solo e das tensões residuais que surgem na ponta da estaca. O mesmo conceito utilizado neste modelo foi aplicado por Massad (2001) para prever comportamentos carga x recalque em estacas submetidas a ensaios dinâmicos, à luz do repique elástico, referindo-se ao deslocamento que o sistema estaca-solo retorna elasticamente. Esse deslocamento possui duas parcelas, uma da estaca (comumente representados por C2) e outra do solo (C3). Esse conceito é muito utilizado durante a cravação de estacas, podendo-se medir a cada golpe o

quanto a estaca retorna, e portanto, seu repique elástico (conforme ilustrado na figura 50). Comumente, refere-se ao deslocamento C2 como *quake* do fuste, e C3 como *quake* da ponta. Da soma dos dois elementos resulta o repique elástico, medido diretamente no topo da estaca ao final da prova de carga estática, conforme expressão (85):

$$\rho = C_2 + C_3 \quad (85)$$

O coeficiente que determina a rigidez relativa do sistema estaca-solo é definido por (86):

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r y_1} = \left(\frac{h}{D}\right)^2 \cdot \left(\frac{B \cdot D}{E}\right) \quad (86)$$

sendo  $A_{lr}$  o atrito lateral resistido pelo solo na ruptura,  $y_1$  o deslocamento da estaca necessário para mobilizar todo atrito lateral,  $D$  o diâmetro da estaca,  $B$  o parâmetro de Cambeftort (ver figura 51) e  $E$  o módulo de elasticidade da estaca. As tensões cisalhantes  $f_u$  e  $f_{res}$  (residual) são supostas constantes ao longo de toda estaca. A rigidez da estaca ( $K_r$ ) como peça estrutural (sem o solo) é dada por:

$$K_r = \frac{E \cdot S}{h} \quad (87)$$

sendo  $S$  e  $h$  a área da seção transversal e comprimento da estaca, respectivamente.

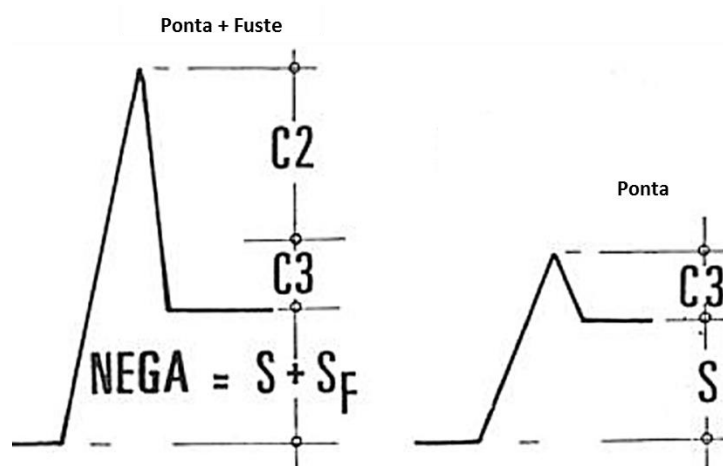


Figura 50 - Repique elástico de uma estaca cravada.

Massad (1995) referiu-se à tensão residual existente na estaca, provocada por carregamentos anteriores, através de um fator de majoração  $\mu$ , conforme (88):

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} = 1 + \frac{|f_{res}|}{f_{su}} \quad (88)$$

sendo  $P_h$  a carga residual da ponta (em equilíbrio com o atrito lateral no fuste) e  $f_{res}$  o atrito lateral unitário residual, correspondente à  $P_h$ . Para estacas em seu primeiro carregamento,  $P_h = 0$  e, portanto,  $\mu = 1$ . A aplicação do modelo para a determinação de  $\mu$  foi apresentada por Massad (1995), utilizando-se a curva obtida pela prova de carga estática no descarregamento. A carga resistida pela ponta da estaca, na ruptura, é dada por (89):

$$Q_{pr} = R_p \cdot S \quad (89)$$

sendo  $Q_{pr}$  a carga de ruptura na ponta e  $R_p$  a tensão de ruptura na ponta.

O modelo desenvolvido por Massad (1995) permite determinar a curva carga ( $P_o$ ) x recalque ( $y_o$ ) do topo, através das Leis de Cambeport para o fuste e para a ponta, conforme a figura 51.

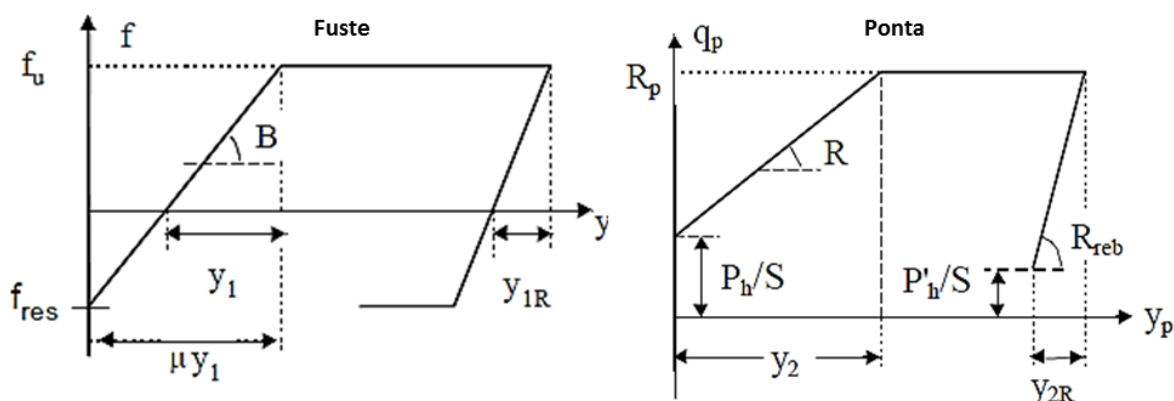


Figura 51 - Leis de Cambeport modificadas (MASSAD, 1995).

O modelo possui um trecho inicial pseudo elástico linear, fase 0-3, seguido por um trecho curvo de mobilização progressiva do atrito lateral, fase 3-4, terminando num último trecho de mobilização completa da ponta, fase 4-5, ocasião da ruptura, fase 5-6. A figura 52 ilustra esse modelo com as referidas fases de comportamento de uma prova de carga esquemática. As equações dos trechos 6-7, 7-8 e 8-9, correspondem às mesmas dos trechos 0-3, 3-4 e 4-5, porém com mudança nos parâmetros de Cambeport devido ao descarregamento.

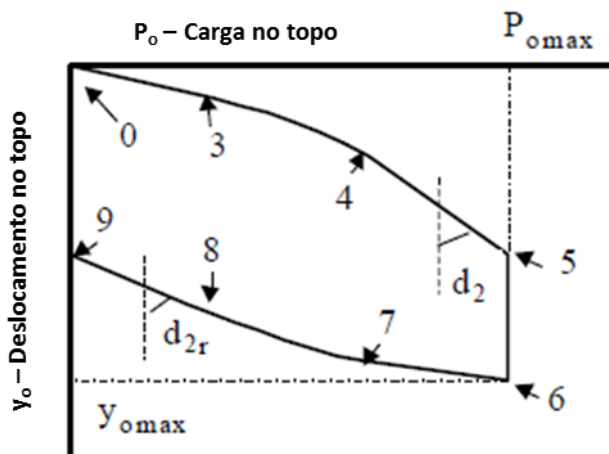


Figura 52 – Modelo matemático proposto por Massad (1995) para interpretar dados de provas de carga.

A equação que representa o comportamento da curva no trecho 0-3 é dada por (90):

$$P_o = \mu \cdot A_{lr} \cdot \frac{\beta'_3}{z} \cdot \frac{y_o}{\mu \cdot y_1} \quad (90)$$

sendo  $P_o$  e  $y_o$  os pares de pontos da curva, e  $\beta'_3$  e  $z$  dados por:

$$\beta'_3 = \frac{\tanh(z) + \lambda}{1 + \lambda \cdot \tanh(z)} \quad (91)$$

$$z = \sqrt{k} \quad (92)$$

$$\lambda = \frac{R \cdot S / K_r}{z} \quad (93)$$

Com parâmetro  $\lambda$  sendo a rigidez relativa do sistema estaca-solo e  $R$  (ver figura 51) o parâmetro de Cambefort na ponta.

Mais detalhadamente, Massad (1995) demonstrou que o progressivo esgotamento de atrito lateral ao longo do fuste da estaca (trecho 3-4 do modelo) está ligado ao deslocamento do fuste ocorrido e que a equação(91) (90) refere-se a uma particularidade desta situação, ou seja, refere-se ao ponto 3, no qual o ponto mais acima da estaca atinge seu valor máximo de resistência para iniciar o esgotamento do atrito em profundidade.

Sendo assim, a carga no topo correspondente ao trecho 3-4 é definida pela equação (94) enquanto que o deslocamento no topo é calculado pela equação (95).

$$P_o = \mu A_{lr} \cdot \left( \frac{h - h'}{h} \right) + \frac{\mu A_{lr}}{z} \beta' \quad (94)$$

$$\frac{y_o}{\mu y_1} = \left[ 1 - \frac{(\beta')^2}{2} \right] + \frac{k}{2} \left( \frac{P_o}{\mu A_{lr}} \right)^2 \quad (95)$$

Sendo  $\beta'$  definido pela equação (96).

$$\beta' = \frac{\tanh\left(\frac{h'}{h} \cdot z\right) + \lambda}{1 + \lambda \cdot \tanh\left(\frac{h'}{h} \cdot z\right)} \quad (96)$$

O termo  $h'$  significa a profundidade de esgotamento do atrito, ou seja, no ponto inicial (3)  $h'=h$ , diminuindo até atingir zero na totalidade do esgotamento em profundidade do atrito lateral. Esse ponto de  $h'=0$ , refere-se ao ponto 4, ou seja, início da resistência de ponta sozinha. A consideração de  $h'$  como a profundidade do fuste na qual o atrito ainda irá esgotar, está representada na figura 53.

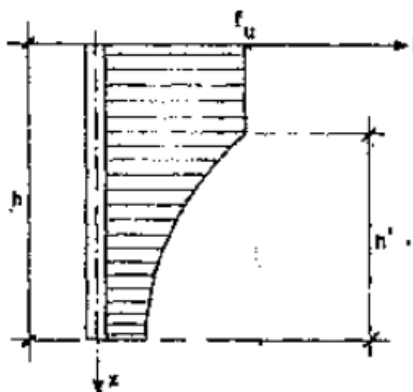


Figura 53 – Atrito lateral unitário desenvolvido no trecho 3-4 (MASSAD, 1995)

O termo  $\beta'$  representado na equação (96) considera os efeitos da ponta no desenvolvimento do esgotamento do atrito em profundidade, no trecho 3-4.

Após o ponto 4, inicia-se o trecho 4-5 no qual o atrito lateral deixa de atuar (esgotamento total do fuste) e a ponta resiste sozinha, indicado pela equação (97).

$$\frac{P_o - \mu \cdot A_{lr}}{y_o - \frac{\mu \cdot A_{lr}}{2K_r}} = \frac{1}{\frac{1}{RS} + \frac{1}{K_r}} \quad (97)$$

Para o descarregamento, Massad (1995) provou que a interpretação da curva  $P_o$  x  $y_o$  é similar ao carregamento substituindo-se, porém:  $P_o$  por  $\Delta P_o = P_{o\_max} - P_o$ ;  $y_o$  por  $\Delta y_o = y_{o\_max} - y_o$ ;  $y_1$  por  $y_{1R}$ ;  $R$  por  $R_{reb}$  e  $\mu$  por  $\mu_{reb}=2$ .

Como exemplo, para o trecho 0-3 correspondente ao trecho 6-7 no descarregamento, o cálculo de  $P_o$  é realizado através da equação (98), que consiste na equação (90) modificada:

$$P_o = P_{o\_max} - \frac{\mu \cdot A_{lr} \cdot \beta'_{3\_reb}}{z_{reb}} \cdot \frac{(y_{omax} - y_o)}{\mu \cdot y_{1\_reb}} \quad (98)$$

Portanto, o modelo desenvolvido por Massad (1995 e 2001) pode ser aplicado à estacas cravadas, escavadas, curtas/rígidas, longas/flexíveis, e comparados aos ensaios de carregamento dinâmico e provas de carga estáticas, permitindo ainda determinação da carga residual, caso seja aplicável.

Retornando aos deslocamentos elásticos ocorridos na estaca, e previstos pelo modelo de Massad (1995) através do repique elástico, equação (85), definem-se o *quake* da ponta e o *quake* do fuste, respectivamente, por (99) e (100):

$$C_3 = \frac{P_{omax} - \mu A_{lr}}{R_{reb} \cdot S} \quad (99)$$

$$C_2 = \frac{P_{omax} - \mu A_{lr}}{K_r} + c \cdot \frac{\mu A_{lr}}{K_r} \quad (100)$$

sendo  $R_{reb}$  (ver figura 51) o parâmetro de Cambefort utilizado no descarregamento (*rebound*) e  $c$  o coeficiente de Leonards & Lovell (1979). Relembrando que os parâmetros de Cambefort estão ilustrados na figura 51, através de modificações feitas por Massad (1995).

Os ábacos para se determinar o coeficiente  $c$  de Leonards & Lovell (1979), que reflete como a carga é transferida em profundidade através dos valores de atrito unitário do fuste em cada camada, estão ilustrados na figura 54.

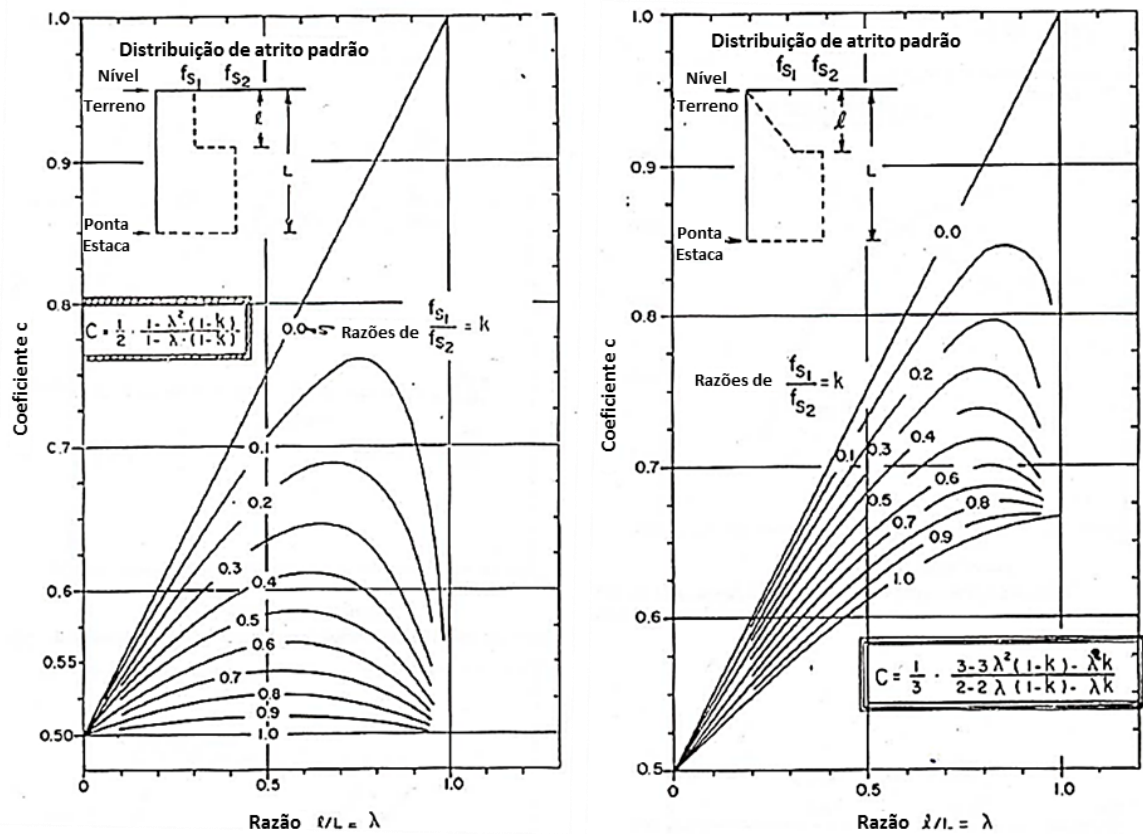


Figura 54 - Ábacos para determinação de  $c$  (LEONARDS & LOVELL, 1979).

Substituindo-se as equações (99) e (100) na expressão (85), obtém-se a carga máxima aplicada na prova de carga estática, conforme (101):

$$P_{omax} = \frac{\rho + \frac{\mu A l r}{K_r} \cdot (1 - c) + \frac{\mu A l r}{R S}}{\left(\frac{1}{K_r} + \frac{1}{R S}\right)} \quad (101)$$

## 5. ESTUDO DE CASO: PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA BARRETE EMBUTIDA EM ROCHA

### 5.1 Introdução

Em março de 2012 foram realizadas duas provas de carga estáticas em uma mesma estaca barrete embutida em rocha na Sede do Conjunto Petrobras, em Salvador-BA. As cargas de ensaio máximas consistiram em 12 MN e 14 MN, seguindo-se as metodologias normativas NBR 12131 (2006) e NBR 6122 (2010) com carregamentos lento e rápido, respectivamente. A prova de carga com carregamento rápido foi realizada logo após o ensaio com carregamento lento.

Posteriormente, mas em outro momento, foi executado um ensaio de carregamento dinâmico com 3 golpes (e análise capwap para cada um), não contemplados nesta pesquisa devido ao foco nos resultados das provas de carga estáticas. Entretanto, vale citar que a resistência mobilizada segundo o executor, foi de aproximadamente 27 MN (e não houve ruptura da estaca).

A instrumentação e o fornecimento dos dados foram realizados pela empresa *Fugro - In Situ*, sendo a prova de carga estática executada pela empresa Costa Fortuna Engenharia.

A sequência adiante dividirá a contextualização da pesquisa em:

- a) Identificação geológico-geotécnica do local, apresentando as investigações realizadas;
- b) Premissas de projeto e do ensaio de prova de carga estática, dados da estaca, sistema de reação e instrumentação, ressaltando que em nenhum momento o objetivo desta pesquisa foi verificar o projeto e sim adquirir uma compreensão do comportamento da estaca;
- c) Dados obtidos dos ensaios de prova de carga estática;
- d) Resultados e interpretações;
- e) Conclusão.



## 5.2 Investigação Geológico-Geotécnica

A cidade de Salvador localiza-se no “Cinturão Salvador-Esplanada” e contém três domínios: a Bacia Sedimentar do Recôncavo, a Margem Costeira Atlântica e o Alto de Salvador.

A cidade foi seccionada em duas partes pela “Falha do Iguatemi” (figura 55). Na parte oeste ocorrem rochas metamórficas de granitos (granulitos) e, na de leste, predominam rochas do tipo anfibolito. Ambas as rochas são resultado do metamorfismo de rochas ígneas, conforme processo indicado na figura 3 de Menezes & Lima (2012), diferenciando-se pelo teor de sílica maior nos granulitos.

Na parte oeste da “Falha do Iguatemi” o relevo é mais alto (chegando a altitudes maiores de 60 m) e a leste, mais baixo (altitudes geralmente iguais ou menores a 30 m). As rochas possuem idade paleoproterozóica, ou seja, da ordem de um bilhão de anos. Granulitos inalterados apresentam-se homogêneos, o que dificulta a identificação de efeitos de deformações (BARBOSA *et. al.*, 2005).

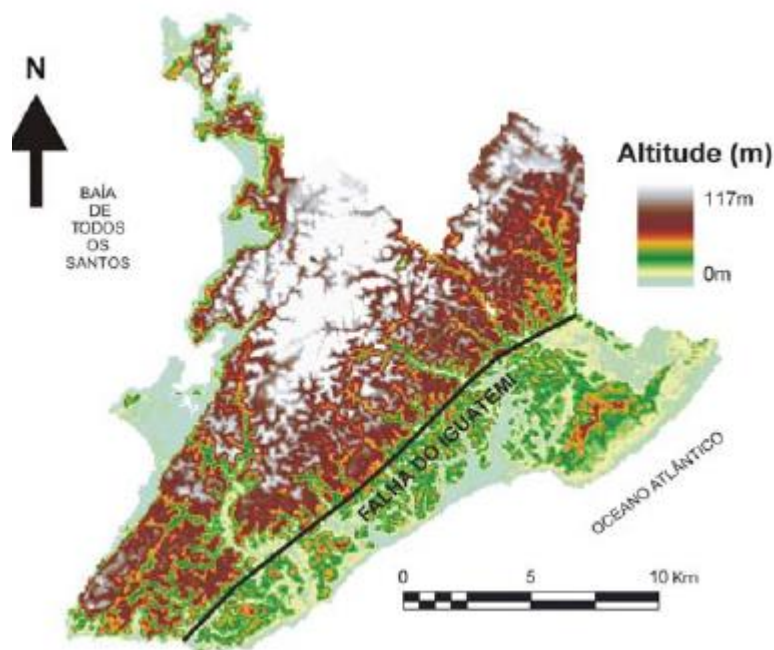


Figura 55 - Mapa do Alto de Salvador demonstrando as partes leste e oeste, separadas pela Falha do Iguatemi (BARBOSA *et. al.*, 2005).

Em alguns afloramentos pouco alterados é possível encontrar cristais de quartzo e feldspato dentro de uma matriz metamórfica (BARBOSA *et. al.*, 2005).

A obra em questão situa-se muito próxima à Falha do Iguatemi, quase na divisa, apresentando perfil geológico de rochas granulíticas, alteradas a sãs. A altitude da região na qual a obra está localizada fica aproximadamente 30 m acima do nível do mar. O mapa de localização da obra está ilustrado na figura 56.

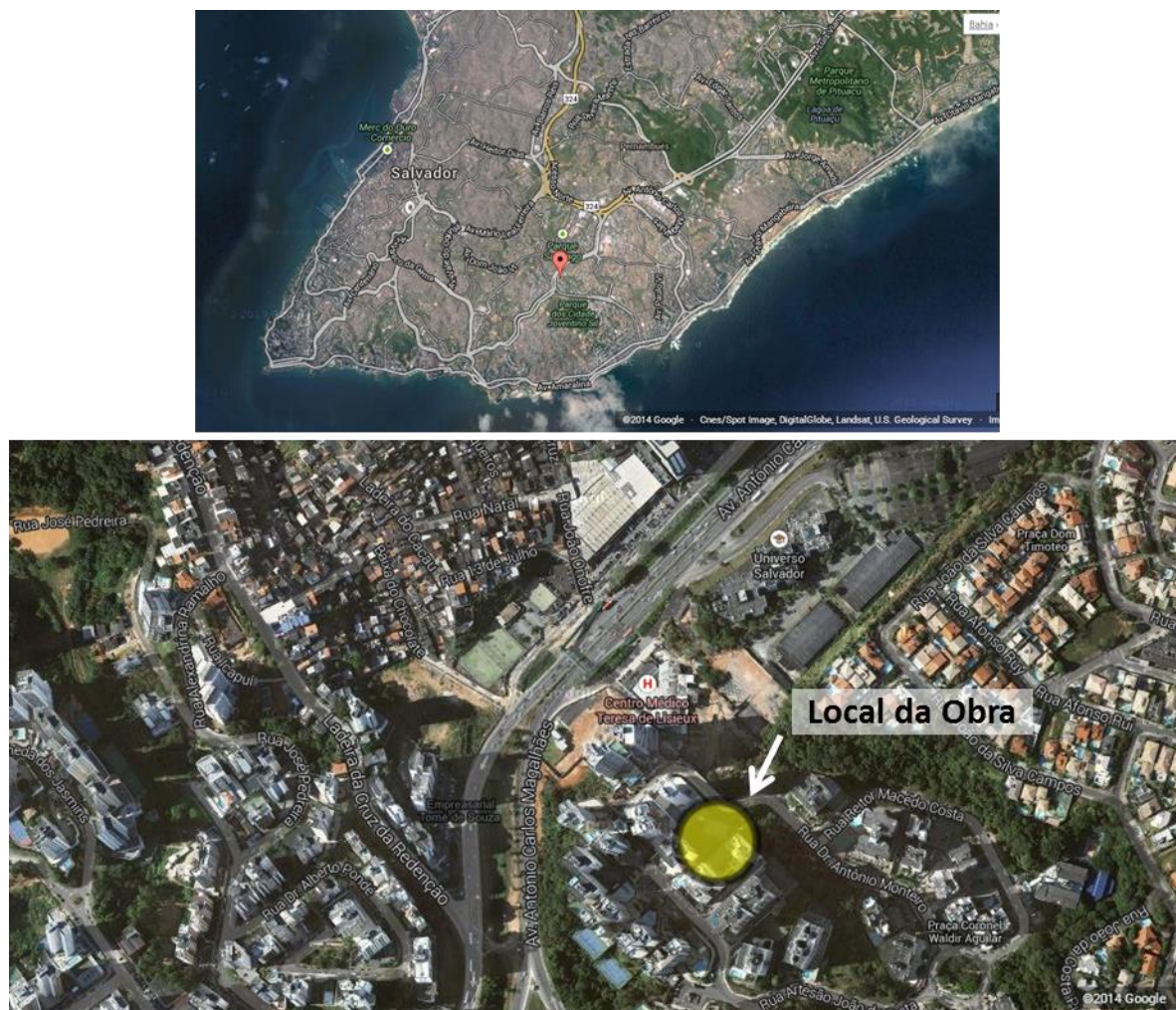


Figura 56 - Mapa de localização da obra, Google Maps (2013).

Para investigação geotécnica do local foram executadas sondagens mistas, ou seja, sondagens com valores de NSPT medidos em campo até o impenetrável, seguidas por sondagens rotativas no perfil rochoso. Essas investigações contabilizaram 11 furos, sendo as sondagens SM 01, SM 02, SM 03 e SM 11 mais afastadas do corpo principal do edifício. As sondagens SM 04 a SM 10 foram realizadas próximas ao corpo do edifício, local de execução das estacas barretes. A estaca teste foi executada fora da área central do edifício, no lugar mais próximo possível das maiores cargas de projeto. A locação das sondagens está indicada na figura 57.

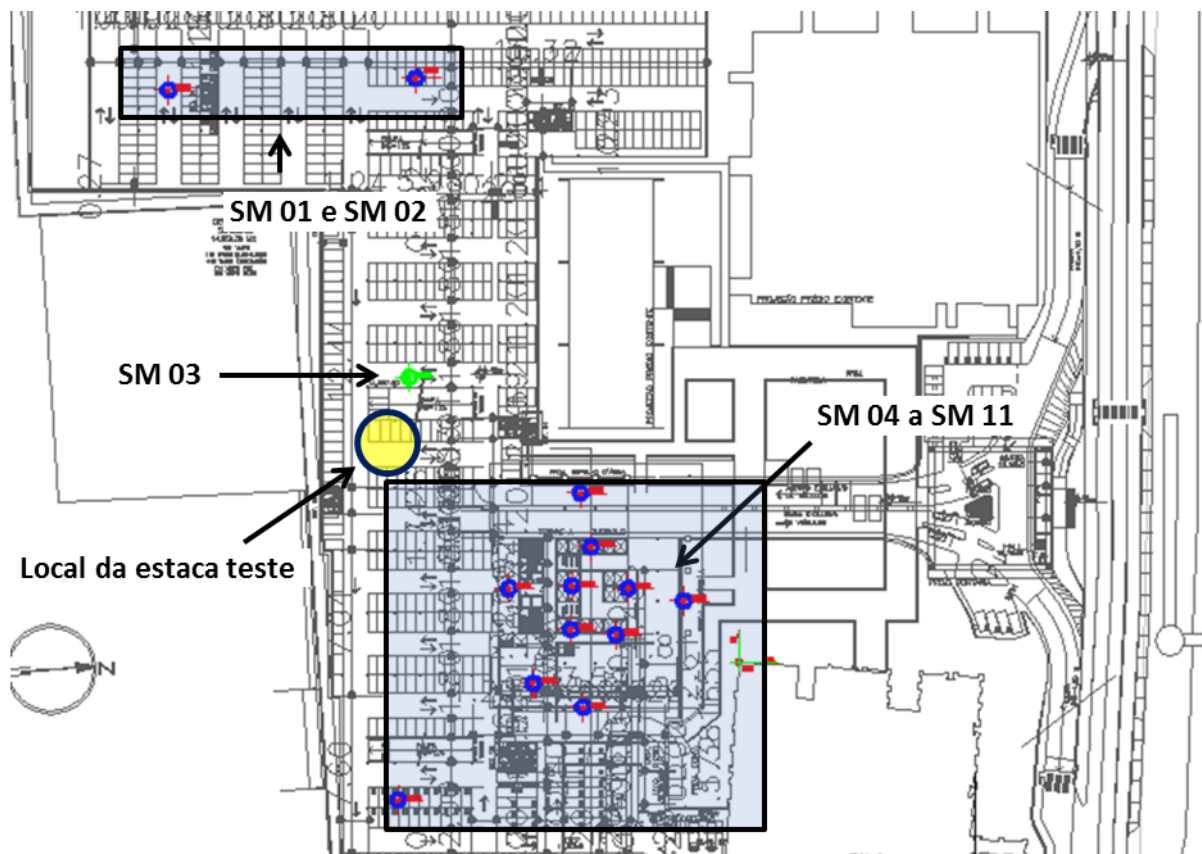


Figura 57 - Planta de localização das sondagens mistas

Para as sondagens SM 01 e SM 02, mais afastadas da obra principal (e próximas uma da outra), o perfil de NSPT obtido em profundidade está ilustrado na figura 58.

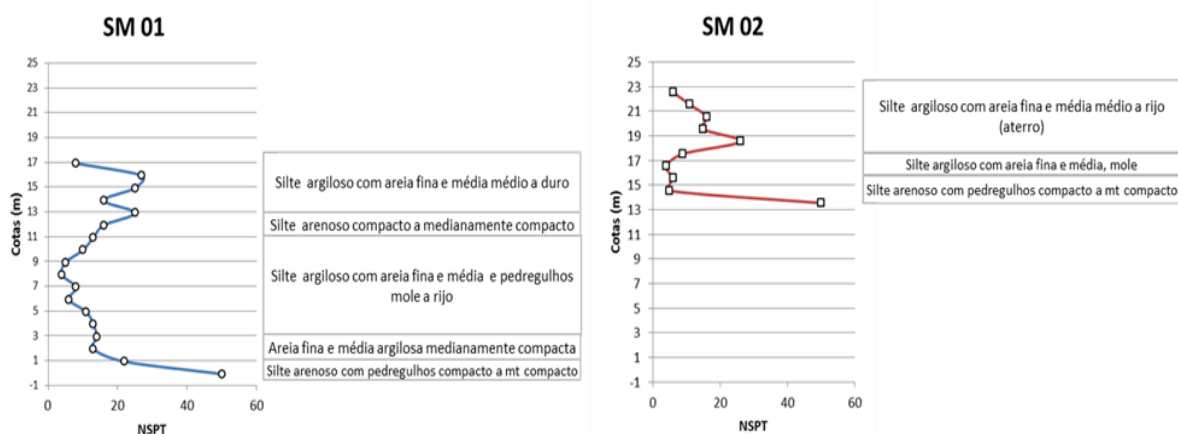


Figura 58 – Perfis de sondagens NSPT, SM 01 e SM 02.

Na sondagem SM 02 os valores obtidos de RQD's foram altos (o que será verificado adiante), descartando-se por hora a hipótese de matacões. Entretanto, a sondagem SM 02 mostra-se bem discrepante das demais. A sondagem SM 03 foi adotada

como referência para as comparações de resistência do perfil geológico-geotécnico no ensaio teste.

Para adquirir mais parâmetros de comparação de dados e também obter uma visão geral da investigação realizada, para todas as sondagens mistas (SM 01 a SM 11), foram plotados em profundidade valores de RQD (determinados na amostragem), independentemente de sua localização, conforme figura 59. As duas linhas paralelas pontilhadas indicam a faixa de profundidade na qual a estaca teste foi embutida na rocha. Os círculos concêntricos representam as amostras de rocha que foram submetidas aos ensaios de compressão uniaxial.

Nenhuma amostra da sondagem SM 03 (mais afastada das demais) foi submetida ao ensaio de compressão axial. Entretanto, na faixa de profundidade em questão, os ensaios mais representativos foram das sondagens SM 10, SM 09 e SM 06, conforme figura 60 (a média também está indicada). Por outro lado, como há grande variação do topo rochoso e valores de RQD e  $\sigma_c$  em profundidade, tentou-se correlacionar os dois parâmetros, como será visto adiante.

Como resultados da investigação geotécnica, com exceção da SM 02 pela sua grande discrepância, o topo rochoso inicia-se em média na cota +3,00 m (justamente a cota na qual o equipamento comum de escavação não avançou) e numa faixa de 5 m (até cota -2,00 m) o RQD teve variações entre 20 e 80. A partir de então, não há dados suficiente para se afirmar qualquer tendência, pois apenas a sondagem SM 01 (bem distante do ensaio e do corpo do edifício) chegou a profundidades maiores.

Em relação à descrição dos solos encontrados nas sondagens a percussão há uma intercalação, em sua maioria, entre siltes argilosos e arenosos, estando estes últimos sobrejacentes ao topo rochoso.

A variação brusca do RQD da SM3 em profundidade pode ser verificada pelo número de fragmentos obtidos por manobra: por exemplo, das cotas +3,4 m a +2,2 m, nas quais o RQD teve valores iguais à zero, ocorreram 15 fragmentos, ou seja, uma média de 8 cm por fragmento (o cálculo de RQD é feito com base num comprimento de fragmento de 10 cm). Por outro lado, podem ter ocorrido problemas operacionais no momento da extração do testemunho, com possibilidade de quebra da amostra em vários fragmentos. Enfim, verificou-se em campo que pela baixa

resistência oferecida pela rocha indicada na SM 03, com RQD igual a zero, sua escavação aconteceu pelos métodos convencionais.

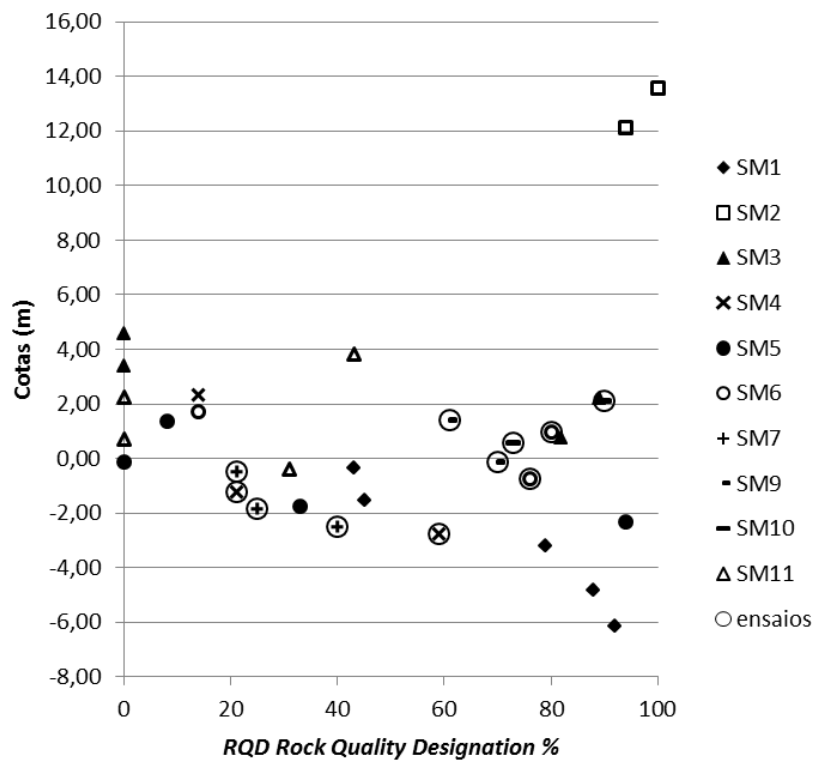


Figura 59 - Valores de RQD (%) plotados em profundidade.

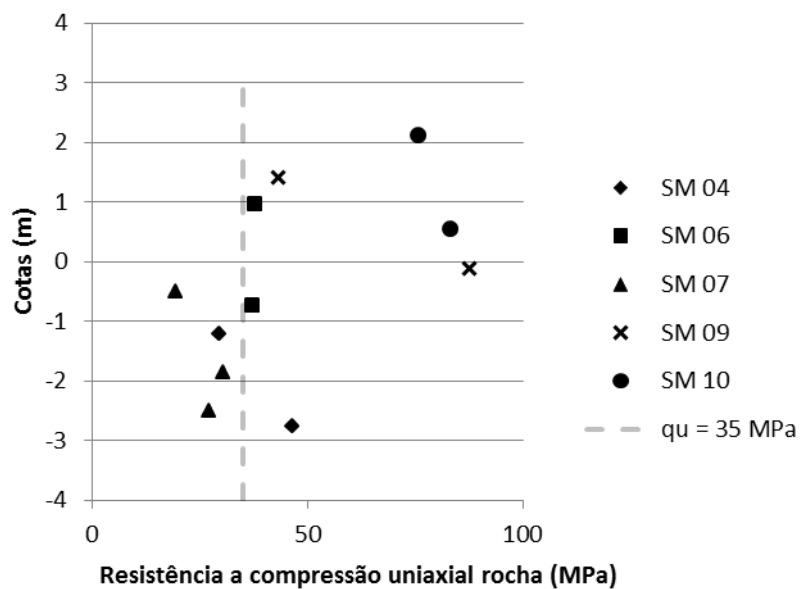


Figura 60 - Resultados de ensaios de compressão uniaxial da rocha em profundidade.

## 5.3 Premissas, Dados da Estaca, Instrumentação e Sistema de Reação

### 5.3.1 Premissas de projeto e do ensaio de prova de carga estática

As cargas de trabalho definidas em projeto para as seções de embutimento em rocha, de um modo geral, não deveriam ultrapassar as tensões de adesão lateral de 0,3 MPa. A consideração principal do projeto foi desprezar a resistência de ponta e a resistência do solo, contando apenas com o atrito lateral do embutimento com a rocha.

O primeiro objetivo para execução dos ensaios de prova de carga foi verificar o limite de tensões admitido nas premissas de projeto. A instrumentação em profundidade acabou sendo um adendo do ensaio, que propiciou investigar tecnicamente como seria a distribuição de carga nesse embutimento.

Para a execução da estaca teste, foi realizada uma estimativa do comprimento do embutimento utilizando a tensão média de resistência à compressão uniaxial das rochas,  $\sigma_c = 47$  MPa (figura 60), com correlações empíricas existentes na literatura, entre as quais, foi escolhida a proposição mais conservadora de Horvath (1978), conforme equação (15), com coeficiente C igual a 0,65 e carga total admissível no ensaio de 15 MN (capacidade do sistema de reação).

Portanto, obteve-se o valor de tensão de adesão lateral,  $f_{su} = 1,42$  MPa (4,7 vezes a tensão de trabalho de projeto). Com perímetro da estaca igual a 7,90 m, o resultado do comprimento de embutimento foi de 1,33 m. Adotou-se 1,50 m para as mesmas premissas de projeto, ou seja, sem contribuição de atrito no solo nem reação de ponta.

### 5.3.2 Hidrofresa

A técnica executiva da hidrofresa é considerada mais precisa e avançada, com juntas secantes e uso de lama bentonítica reciclada e limpa. Possui alta precisão nas perfurações, controles eletrônicos e bombas de aspiração para limpeza eficaz da ponta do furo. O equipamento consiste em uma estrutura de aço rígida, com dois motores hidráulicos instalados na parte inferior, que giram alinhados no sentido horizontal e em direções opostas. Possui uma bomba hidráulica de sucção para 400m<sup>3</sup>/h.

A ferramenta é montada em guindaste sobre esteiras de grande porte, movida a diesel, com potência adequada. Os motores hidráulicos acionam as ferramentas de corte rotativas com auxílio do movimento de correntes em alta velocidade. As ferramentas de corte, junto com as correntes, possuem nas extremidades bits ou picos de tungstênio ou vídea, capazes de desagregar e escarificar rochas, conforme ilustrado na figura 61.

As extremidades de corte podem ser substituídas de acordo com a resistência do material escavado, a fim de atender a demanda de projeto. Ao contrário das metodologias convencionais, esta ferramenta só é retirada do furo quando a cota de ponta é atingida, funcionando com circulação reversa.



Figura 61 - Detalhe das rodas de corte, do sistema eletrônico de bordo e da recicladora.

Entretanto, a escavação inicial é realizada por equipamento de escavação convencional, *clam-shell*, para proporcionar a condição submersa da circulação reversa. O material retirado da escavação é separado do fluido estabilizante, que vai para desarenação para ser reaproveitado na escavação. A recicladora de lama

bentonítica é de porte razoável, similar às utilizadas em tratamentos de rejeitos e desassoreamentos de canais e rios.

Sensores eletrônicos incorporados ao corpo da ferramenta registram todas as informações pertinentes à escavação como:

- Torque do motor;
- Velocidade de avanço;
- Registro e Controle de Verticalidade (podendo retomar o prumo automaticamente).

Os principais dados técnicos de diferentes modelos de hidrofresas estão apresentados na tabela 14.

Tabela 14 – Dados técnicos dos modelos de hidrofresa disponíveis no mercado (CASAGRANDE GROUP, 2013).

	<b>Unidade</b>	<b>FD 30</b>	<b>FD 60</b>	<b>FD 100</b>
<b>Profundidade de escavação</b>	m	50	100	100
<b>Espessura</b>	m	0,6 a 1,0	0,7 a 1,2	0,8 a 1,5
<b>Largura</b>	m	2,50	3,15	3,15
<b>Torque nas rodas de corte</b>	kN.m	2 x 36	2 x 67	2 x 90
<b>Rotações nas rodas de corte</b>	rpm	0 a 27	0 a 31	0 a 27
<b>Máxima vazão da bomba de sucção</b>	m <sup>3</sup> /h	400	450	450
<b>Peso</b>	tf	25	33	52

### 5.3.3 Dados da Estaca

O processo executivo da estaca teste, denominada barrete pela sua seção retangular (3,15 x 0,8 m), contemplou a escavação inicial pelos métodos comuns, guindaste sobre esteira e uso de *clam shell* até o limite da ferramenta. Quando a escavação comum cessou, iniciou-se o uso da hidrofresa com circulação reversa de lama bentonítica, até a cota de ponta necessária.



O contato da estaca com solo possui comprimento de 9,76 m, desprezando-se a altura do bloco de 1,70 m na parte superior. Para que a reação de ponta fosse eliminada na prática, utilizou-se um bloco de isopor EPS (*expanded polystyrene*) com dimensões de 2,95 x 0,68 x 0,90 m, fixado na extremidade inferior da armadura da estaca, conforme ilustrado na figura 62. A razão do formato em chanfro consiste em encaixar o isopor corretamente na rocha, de acordo com o processo de execução das rodas de corte da hidrofresa.



Figura 62 - Bloco de isopor EPS na parte inferior da armadura.

A estaca foi concretada com armação em aço CA-50, barras longitudinais de diâmetro 20 mm e estribos transversais de diâmetro 12,5 mm. A área de aço longitudinal foi de 125,7 cm<sup>2</sup>/m e transversal de 12,30 cm<sup>2</sup>/m. O concreto foi especificado com  $f_{ck} = 25$  MPa e, para esta pesquisa, só houve acesso aos dados de resistência à compressão de 6 corpos de prova aos 3 dias, totalizando média de 25,4 MPa.

De acordo com a NBR 6118 (2002), o dimensionamento estrutural da estaca é atendido por:

$$N_d = 0,85f_{cd}A_c + \sigma'_s A_s \quad (102)$$

sendo  $f_{cd} = 17,86$  MPa,  $A_c = 2,52$  m<sup>2</sup>,  $\sigma'_s = 420$  MPa e  $A_s = 0,01257$  m<sup>2</sup>.

Logo, estruturalmente, a estaca poderia suportar 43,54 MN.

Os parâmetros utilizados no fluido de perfuração atenderam às prescrições da NBR 6122 (2010) e possuíram os resultados apresentados na tabela 15.

Tabela 15 - Propriedades do fluido estabilizante

<b>Lama Bentonítica</b>	<b>Antes</b>	<b>Depois</b>
Viscosidade (s)	36	33
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	1,05	1,04
Teor de Areia (%)	0,5	0,5
pH	7	8

As cotas de topo do bloco e mureta guia foram indicadas por topografia, sendo as demais cotas calculadas por controles eletrônicos do equipamento, verificadas *in situ* por medidor manual, apresentadas na tabela 16.

Tabela 16 - Cotas de referência da estaca

<b>Cotas de Cálculo</b>	<b>Cotas (m)</b>
Topo do bloco	+14,52
Topo Mureta Guia	+ 14,32
Fundo Bloco	+ 12,82
Ponta Clam Shell (topo rocha)	+ 3,06
Ponta Rocha	+ 1,52
Ponta Hidrofresa (Isopor)	+ 0,58

O corte típico da estaca comparado à sondagem mais próxima SM 03, está ilustrado na figura 63.

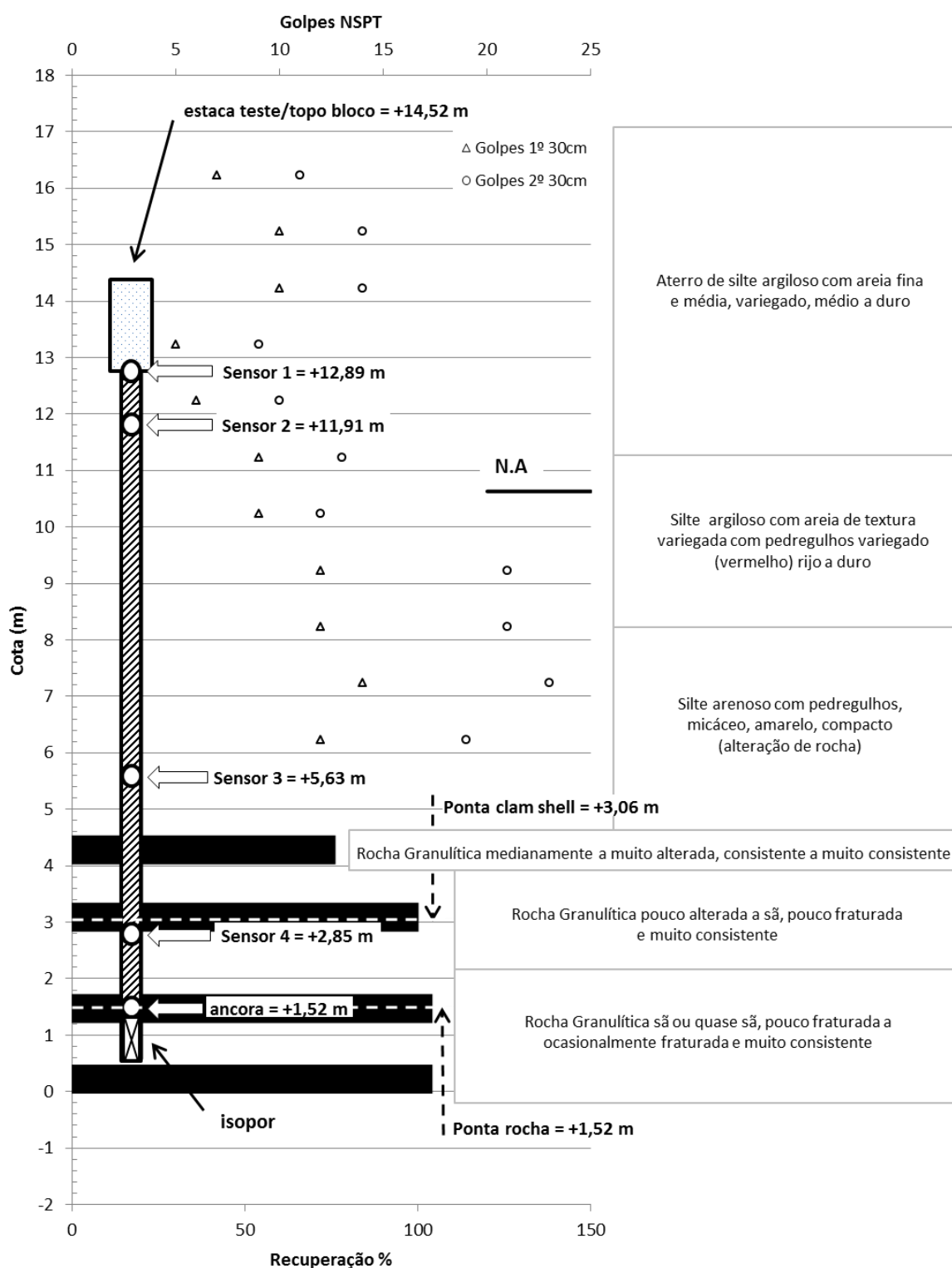


Figura 63 - Corte típico da estaca teste com instrumentação em profundidade comparado à sondagem SM 03, mais próxima do local.

### 5.3.4 Instrumentação

A Instrumentação em profundidade foi realizada com a utilização de quatro extensômetros elétricos de corda vibrante (modelo A9 de fabricação Geokon, figura

64) inseridos posteriormente à concretagem da estaca, em um tubo metálico de 2" fechado na ponta. Os sensores forneceram dados de deslocamento entre os pontos fixados no interior do tubo através de ancoragens expansíveis à ação de pressão de gás nitrogênio.



Figura 64 - Modelo A-9 de extensômetro removível ilustrando a âncora de ponta (à frente), âncoras intermediárias e haste conectora.

Os sensores foram interligados entre si através de hastes de aço galvanizado. Após a execução do ensaio, os extensômetros puderam ser removidos para novas utilizações. Sua vantagem, em tese, é a possibilidade de medir deslocamentos referenciais (encurtamentos) em trechos longos, melhorando a representatividade da amostragem. O posicionamento dos sensores está apresentado na tabela 17.

Tabela 17 - Posição dos extensômetros elétricos

Sensor	Cota Superior (m)	Cota Inferior (m)
01 - 20962	+ 12,89	+ 11,91
02 - 16804	+ 11,91	+ 5,63
03 - 15584	+ 5,63	+ 2,85
04 - 939135	+ 2,85	+ 1,52

Além da instrumentação citada, foram colocados tell tales para a confirmação ou redundância dos dados eletrônicos, entretanto, erros operacionais de instalação não permitiram leituras adequadas para interpretação e foram desprezados.

A instrumentação de topo seguiu os padrões necessários da NBR 12131 (2006), com quatro deflectômetros posicionados nas vigas de referência (por magnetismo) apoiados sobre o bloco da estaca. Um quinto relógio foi adicionado ao sistema no decorrer do ensaio, próximo aos tell tales, na extremidade do bloco.

Com os dados obtidos pelos deflectômetros de topo e pelos sensores em profundidade (encurtamentos), foi possível determinar as parcelas de deslocamento na ponta, visto que a colocação do isopor o permitia livremente. A seção típica da estaca, com o posicionamento da instrumentação em planta, foi ilustrada na figura 65.

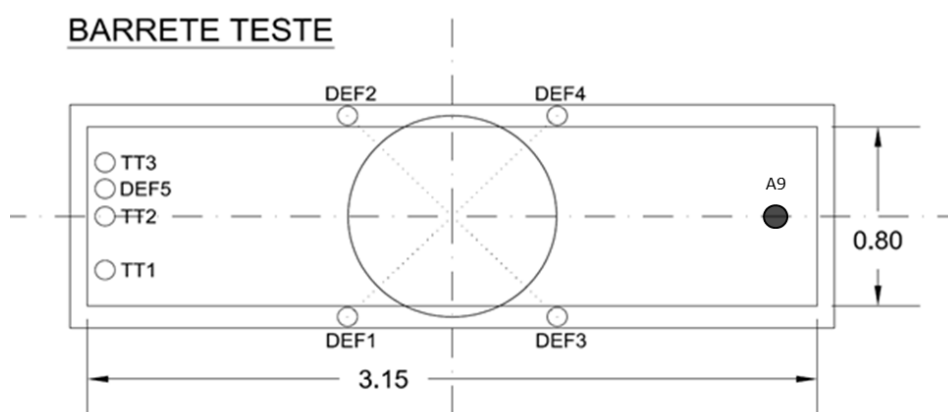


Figura 65 - Detalhe do posicionamento da instrumentação de topo e do tubo metálico para colocações dos extensômetros A9.

### 5.3.5 Sistema de Reação

O sistema de reação para execução da prova de carga utilizou o conceito de tirantes de cordoalhas e carapaça metálica disposta sobre o eixo do bloco de fundação e, portanto, sobre o eixo da estaca.

A carapaça metálica é fabricada em aço, com capacidade para 25 MN, de formato cônico, com diâmetro da base de 0,90 m, diâmetro superior da mesa de 2,40 m, altura de 1,10 m (base ao topo da mesa), e inclinações das placas de apoio dos macacos de 15°.

Considerou-se como trecho livre o comprimento do tirante em solo, de modo que o bulbo de ancoragem fosse embutido completamente no maciço rochoso. O dimensionamento dos comprimentos ancorados dos tirantes foi realizado pelo método de Bustamante/Habib (1989, *apud* ABMS/ABEF – Hachich *et. al.*, 1998):

$$T_L = \pi \cdot D_s L_s q_s \quad (103)$$

como  $D_s = \alpha \cdot D_d$ , sendo  $D_d$  o diâmetro da perfuração (5"),  $\alpha$  o coeficiente de alargamento do bulbo,  $T_L$  a capacidade de carga do bulbo,  $q_s$  a tensão de aderência na ruptura (adesão) e  $L_s$  o comprimento do bulbo de ancoragem.

As cordoalhas dos tirantes foram especificadas em acordo com a NBR 5629 (2006), com 7 fios de 15,2 mm, tipo CP 190 RB, área aproximada de 143,5 mm<sup>2</sup>, carga mínima a 1% de deformação de 239,2 kN e carga mínima de ruptura 265,8 kN. Adotaram-se 8 tirantes com essa especificação de cordoalha, com carga máxima mobilizada por tirante em 1,5 MN. Colocando-se um fator de segurança igual a 2 na ruptura de cada cordoalha indicada pelo fabricante, a resistência por unidade para dimensionamento foi de 0,133 MN. Portanto, para 1,5 MN por tirante, adotaram-se 12 cordoalhas de 15,2 mm para cada tirante. Todos os tirantes foram inclinados num ângulo de 15° na vertical e a 45° entre si, conforme seção típica, ilustrada na figura 66.

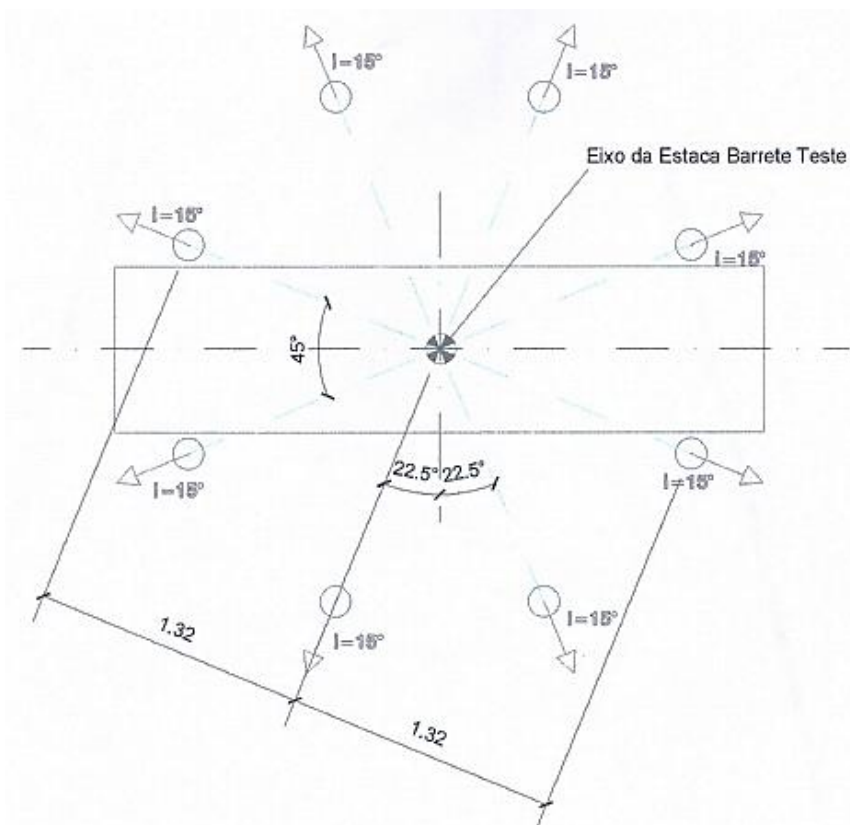


Figura 66 - Seção típica do sistema de reação (medidas em m).

Quantificado e definido o sistema de reação, a equação (103) foi utilizada com parâmetros  $\alpha = 1,1$ , para rochas alteradas em fase única de injeção Bustamante/Habib (1989, *apud* ABMS/ABEF – Hachich *et. al.*, 1998), e  $q_s = 0,47$  MPa, menor valor, indicado na NBR 5629 (2006), entre 1/30 da resistência à compressão simples da rocha ou 1/30 da resistência à compressão simples da argamassa. Neste caso, utilizou-se o menor resultado encontrado nos ensaios de compressão da rocha, 19,70 MPa, o qual, aplicado o fator de segurança 1,4, resultou na tensão indicada anteriormente.

O comprimento ancorado  $L_s$  foi calculado para cada tirante igual a 8,34 m (majorando-se a carga de 1,5 MN para 1,72 MN por tirante – fator de segurança de 1,15), adotando-se 9 m. A distância mais próxima do eixo do bulbo de ancoragem ao eixo da estaca barrete foi de 3,11 m, ou seja, 1,74 vezes o diâmetro equivalente da estaca. O mínimo recomendado pela norma NBR 5629 (2006) é de 1,5 m.

As protensões foram executadas por meio de macacos hidráulicos individuais, para cada tirante, apoiados na carapaça metálica circular, através de quatro bombas hidráulicas ligadas a dois macacos cada uma. Para que houvesse confiabilidade das

leituras realizadas nas pressões das bombas e, portanto, da carga aplicada, foi realizada aferição de cada conjunto macaco – bomba – macaco no IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas - em São Paulo.

Como os manômetros utilizados foram analógicos com leituras visuais, adotaram-se as que mais representavam a carga dos estágios, sendo calculada a carga real do sistema pela regressão linear de cada conjunto. Para cada macaco aferido, o laboratório indicou um valor de incerteza de 23 kN, ou 0,023 MN, porém, é possível notar que em ambos os ensaios lento e rápido, quando totalmente descarregada a estaca, o cálculo da carga em  $P_0$  resultou em valores negativos, da ordem de -0,15 MN, um valor 6 vezes maior que a incerteza apontada pela aferição. Mesmo assim, em relação à carga máxima aplicada nos ensaios, essa variação ou erro relativo fica em torno de 1 %, sendo então a carga considerada igual à zero.

## **5.4 Execução e Dados Obtidos da Prova de Carga Estática**

### **5.4.1 Execução das Provas de Carga Estáticas**

Duas provas de carga estáticas foram executadas em sequência na mesma estaca, sendo a primeira com carregamento lento e a segunda com carregamento rápido. Ambas foram executadas de acordo com as normas NBR 6122 (2010) e NBR 12131 (2006), com ciclo de 10 estágios de incrementos de aproximadamente 1,20 MN (10% da carga total no ensaio lento). Os procedimentos foram definidos para ambos os ensaios:

- a) Ensaio com carregamento lento: incrementos de carga foram mantidos pelo período mínimo de 30 minutos ou até a estabilização dos deslocamentos, correspondente à menos de 5% entre duas leituras consecutivas. As leituras foram realizadas nos tempos de 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 minutos e assim por diante até a estabilização, imediatamente após a aplicação do incremento. Devido a não ruptura da estaca, foi mantida a carga máxima de ensaio de 12 MN por 12 horas, realizando-se leituras conforme descrito anteriormente. O descarregamento aconteceu em 5 estágios com alívio de 2,40 MN de carga por estágio. A carga de cada estágio foi mantida por, no mínimo, 15 minutos, realizando-se leituras de maneira idêntica ao carregamento.



b) Ensaio com carregamento rápido: Devido à falta de tempo e condições da obra naquele momento, as leituras até a carga de 12 MN foram feitas com incrementos de 1,2 MN, idênticas ao carregamento lento e, a partir daí, utilizou-se incrementos de 0,6 MN até a máxima carga permitida do sistema de reação (15 MN). Os incrementos foram mantidos apenas 10 minutos, independentemente da estabilização dos recalques. As leituras foram executadas apenas no início e no final de cada estágio. Como a estaca não atingiu a ruptura iniciou-se o descarregamento, não antes da carga máxima se manter por 10 e 30 minutos (fora a leitura imediata). O descarregamento aconteceu em 5 estágios, com alívio de carga de 2,88 MN, porém, as leituras do último estágio foram consideradas zero (valores negativos) pelo início de tráfego pesado ocorrido ao redor do ensaio naquele momento.

Para o ensaio com carregamento rápido, a norma NBR 12131 (2006) indica leituras, sob carga máxima, para os tempos 60, 90 e 120 minutos. Estas leituras não foram realizadas.

#### **5.4.2 Dados obtidos**

Com os valores de  $P_o$  (carga no topo) e  $y_o$  (recalque no topo) conhecidos, foi possível desenhar as curvas carga x recalque do topo, para os ensaios lento e rápido, ilustradas na figura 67. Os itens (a) e (b) da figura 67 ilustram os deslocamentos finais de cada estágio. Foram atingidos deslocamentos máximos de 2,81 e 2,13 mm para os ensaios lento e rápido, cargas máximas de 11.816 e 14.191 kN, resultando em rigidezes de 4205 kN/mm e 6662 kN/mm, respectivamente.

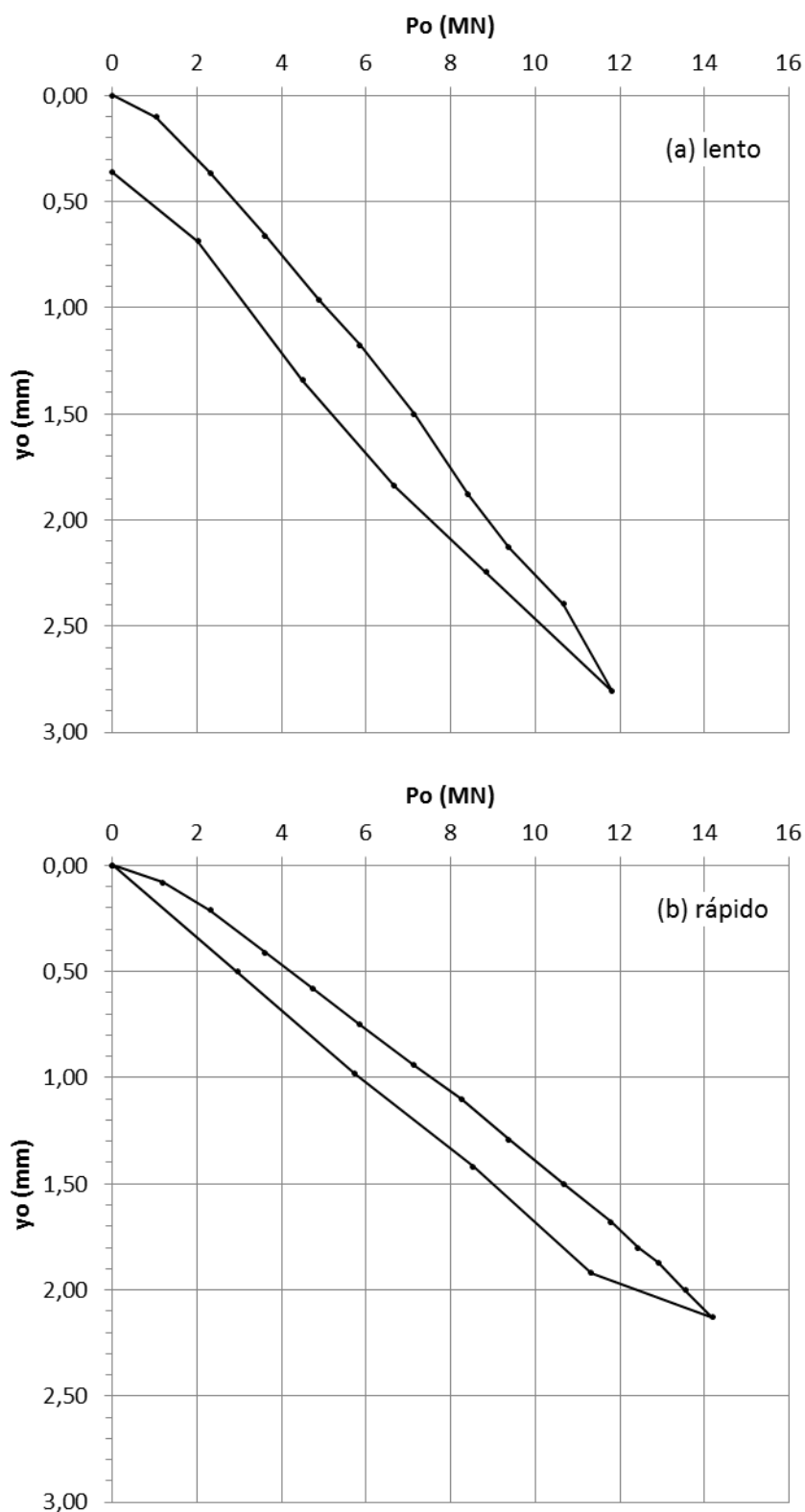


Figura 67 - Curvas carga x recalque ( $P_o$  x  $y_o$ ) dos ensaios lento (a) e rápido (b).

Os dados obtidos da instrumentação em profundidade consistiram nas leituras eletrônicas digitais recebidas por um receptor, que inclusive fornecia dados de temperatura (variação em décimos de grau Celsius). A diferença de leitura digital

entre incrementos de carga para cada sensor, multiplicada por um fator G de aferição dos sensores (com unidade de mm/dígito), fornecia o deslocamento relativo àquele trecho (encurtamento). Com os encurtamentos e os deslocamentos do topo, determinaram-se os deslocamentos da ponta. Os resultados estão ilustrados na figura 68 para o ensaio lento (a) e rápido (b). Os valores de deslocamento da ponta no descarregamento foram negativos por indicar um encurtamento “preso”, ou seja, uma carga residual presa na ponta da estaca ao descarregá-la.

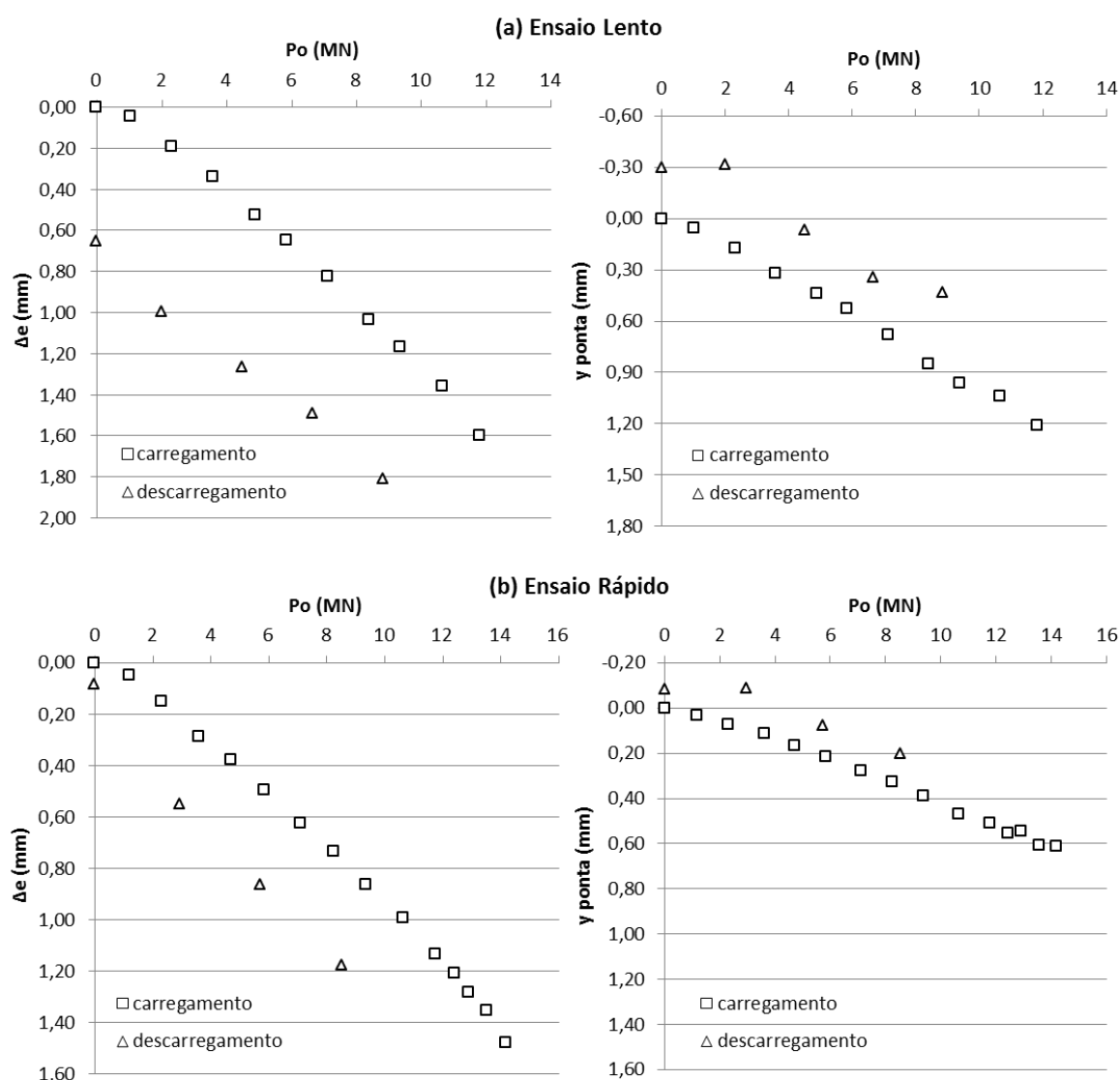


Figura 68 - Encurtamentos e deslocamentos obtidos para ponta nos ensaios lento e rápido pela instrumentação A9.

Para o ensaio lento, figura 68 (a), encontrou-se valor máximo de encurtamento  $\Delta_e$  igual a 1,81 mm, no primeiro estágio do descarregamento, sendo 1,61 mm no trecho 1-4 e 0,20 mm no trecho 4-a. O encurtamento residual (devido à carga residual) foi de 0,65 mm. O deslocamento máximo da ponta foi de 1,21 mm.

Para o ensaio rápido, figura 68 (b), encontrou-se valor máximo de encurtamento  $\Delta_e$  igual a 1,48 mm, no último estágio de carregamento, sendo 1,37 mm no trecho 1-4 e 0,11 mm no trecho 4-a. Quase não houve encurtamento residual, com valor de 0,08 mm. O deslocamento máximo da ponta foi de 0,65 mm.

## 5.5 Resultados e Interpretações

### 5.5.1 Introdução

Comparando-se as leituras obtidas de encurtamentos nos dois ensaios (figura 68), notou-se a diferença de proporção no deslocamento obtido para a ponta da estaca, com valor no ensaio rápido metade do valor no ensaio lento. Por sua vez, o encurtamento do fuste foi muito semelhante em ambos os casos. Os deslocamentos medidos no topo para ambos os carregamentos, lento e rápido, 2,81 e 2,13 mm respectivamente, correspondem a 0,16 e 0,12 % do diâmetro equivalente da estaca. Conforme já citado na seção 4.3, vários autores afirmaram que, mesmo para pequenos deslocamentos, muita resistência por adesão poderia ser mobilizada.

Os estudos iniciais de Rosenberg & Journeaux (1976), posteriormente incrementados com ensaios de campo e laboratório de Williams (1980), levaram à conclusão de que há muita influência da rugosidade na interface estaca-rocha e que os efeitos da compressibilidade do maciço rochoso adjacente ao embutimento são notáveis, se comparadas às tensões cisalhantes e normais que surgem pela dilatação e efeito de Poisson. Nesse contexto, os resultados dos deslocamentos medidos no topo (figura 67) no ensaio lento foram maiores que os medidos no ensaio rápido, mesmo para cargas mais altas no rápido, podendo indicar esta hipótese.

Além de acomodação ou rearranjo na interface rocha estaca devido à rugosidade, o maciço rochoso descontínuo pode sofrer uma compressão irreversível, daí o deslocamento permanente de 0,36 mm no ensaio lento. Esse fenômeno foi ilustrado nas figuras 25 e 27 do capítulo 4.3.2.

Para se comparar magnitudes de deslocamentos, nos gráficos de Williams (1980) apresentados na figura 25, a queda abrupta de tensão cisalhante em ensaio de cisalhamento direto com medidas de tensão normal em uma amostra de concreto,

foi relacionada ao rompimento das asperezas existentes, para um deslocamento de 3 mm. Para o mesmo ensaio, realizado numa interface argilito - concreto, o deslocamento no pico de tensão cisalhante chegou a mais de 5 mm. Portanto, considera-se provável que a estaca teste comportou-se de forma aproximadamente elástica, conforme trecho inicial típico ilustrado na figura 20.

### 5.5.2 Análise pela instrumentação em profundidade

Da teoria da elasticidade sabe-se que:

$$P = E.S.\varepsilon \quad (104)$$

sendo E o módulo de elasticidade,  $\varepsilon$  a deformação específica, P a carga aplicada e S a área da seção transversal. Com as deformações específicas de cada trecho da estaca teste ( $\varepsilon=\Delta L/L$ ), calculou-se a carga P em cada seção, pela equação (104), conhecido o produto E.S.

A determinação do módulo elástico (ou do produto E.S), neste ponto, tornou-se fator crucial para as etapas seguintes, buscando-se o diagrama de transferência de carga. Para que a teoria da elasticidade possa ser aplicada para cálculo das cargas intermediárias, é necessário conhecer o módulo elástico da estaca como peça estrutural, ou seja, livre da influência do atrito lateral. Essa determinação é possível quando há o esgotamento desse atrito numa certa profundidade do fuste da estaca e medidas de encurtamentos desse referido trecho. Comumente, convém-se adotar o primeiro trecho instrumentado (que com mais certeza terá seu atrito lateral esgotado) para esta calibração. Mesmo determinando-se esse valor pela hipótese do primeiro sensor, há como se calcular a variação do módulo elástico de uma estaca de concreto pelo método de Fellenius (1989), conforme apresentado no capítulo 4.5.4.

No entanto, durante a instalação da instrumentação, o sensor 3 pode ter sido fixado incorretamente no tubo, permitindo uma eventual movimentação, fazendo com que os dados isolados perdessem a precisão. Apesar de sua posição referencial ser afetada, os valores de encurtamentos entre trechos compensam-se quando somados. Por isso, os encurtamentos dos trechos 1-2, 2-3 e 3-4 foram somados, utilizando-se o trecho equivalente 1-4 nas análises. O sensor do trecho 4-a funcionou perfeitamente. Quando possível, foi realizada a comparação do trecho 1-4 com os demais trechos, isoladamente.

### a) Módulo Elástico - Hipótese utilizada

Através dos valores de encurtamentos de cada trecho e, conseqüentemente da deformação, desenhou-se curvas de carga (no topo) x deformação. Através dessas curvas e da equação (104), quando o atrito lateral se esgotar no trecho, ocorre, em tese, a relação  $P_0/\epsilon$  da peça estrutural, ou seja, com produto E.S constante. A figura 69 ilustra essa consideração e pode-se observar paralelismo entre os trechos 1-2, 2-3 e 3-4 no último incremento de carga para os dois ensaios, em contrapartida a curva bem discrepante obtida no embutimento, trecho 4-a. No entanto, essa observação é mais precisa para os dados do ensaio lento (a) do que do ensaio rápido (b), conforme figura 69.

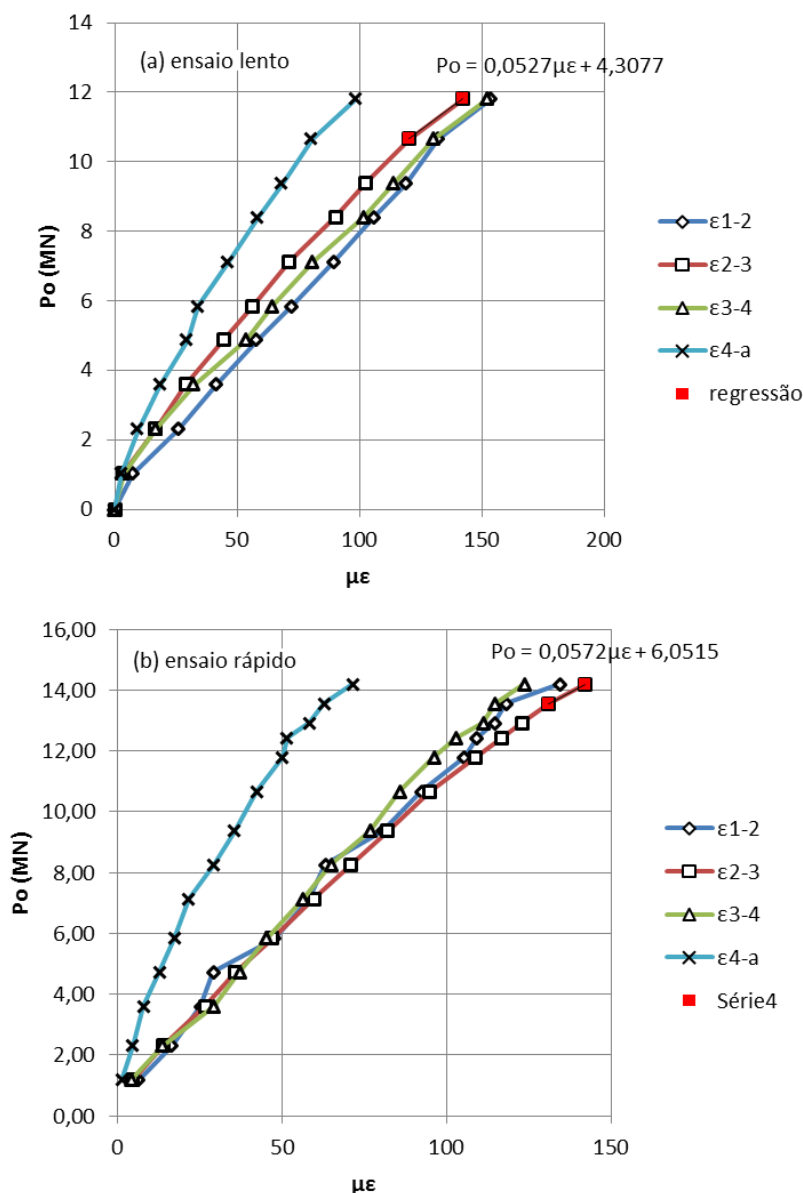


Figura 69 - Curvas carga no topo  $P_0$  x micro deformação para cada trecho instrumentado.

O valor do produto E.S pode ser verificado adotando-se o trecho 1-4, ou seja, desenhando-se a curva  $P_o \times \mu\epsilon$  para todo o trecho. Ressalta-se que este trecho corresponde, aproximadamente, ao trecho da estaca em contato (atrato) com o solo apenas. A figura 70, (a) e (b), confirma o valor do produto E.S de 53 GN para o ensaio lento e E.S de 58 GN para o ensaio rápido. A diferença encontrada foi de 9,4 %.

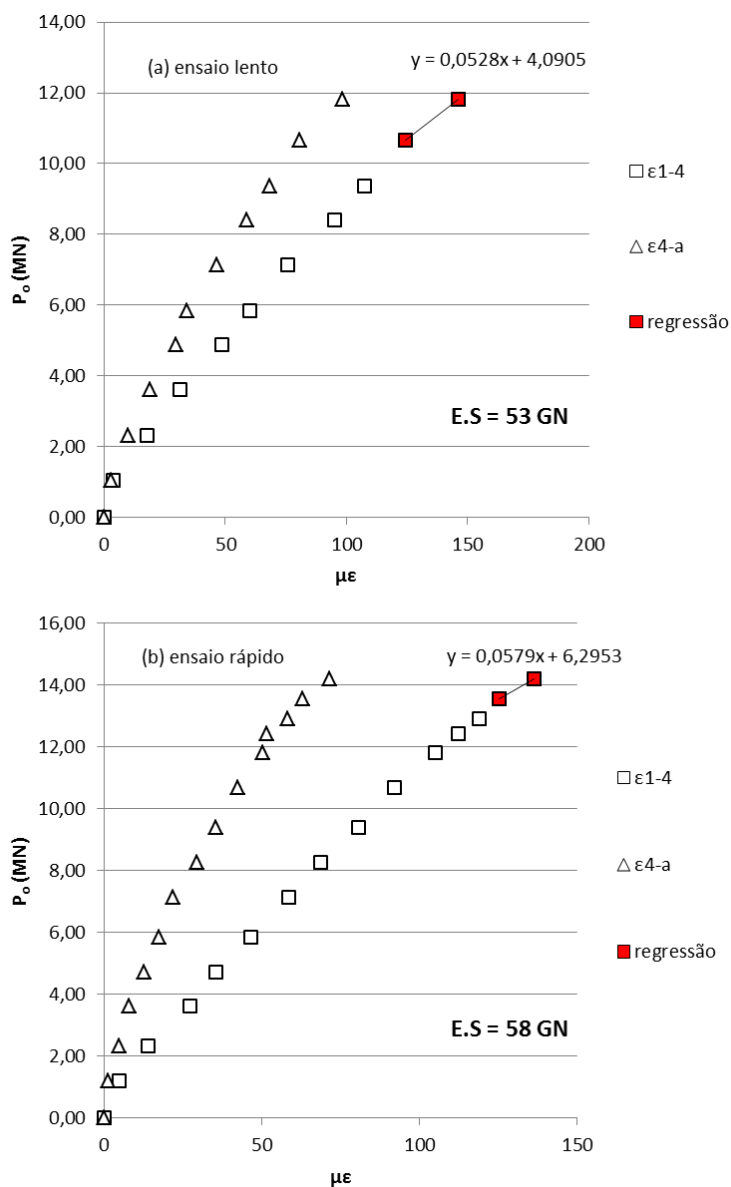


Figura 70 – Curva  $P_o \times \mu\epsilon$  para o trecho 1-4 do ensaio lento indicando E.S igual a 53 GN no último incremento de carga.

Conforme apresentado no capítulo 4.5.4, para esta diferença existe contribuição devido à deformação sob carga constante, assim como do método de carregamento. Interpolando-se na figura 49-c, entre as curvas de 100 minutos e 3 dias, para tempos

de prova de carga de 240 e 1050 minutos (tempos reais de duração), encontram-se deformações de 0,26 e 0,29 ‰ para os ensaios rápido e lento, respectivamente. Para a amostra de concreto exemplificada, a diferença do módulo elástico seria de 11 %. De qualquer forma, é notável também a influência da carga residual existente na prova de carga rápida, devido ao carregamento lento anterior, conforme já apontado por Massad & Winz (2000).

Sendo assim, utilizou-se para o cálculo da transferência de carga em profundidade os valores constantes:

- $E.S = 53 \text{ GN}$ , sendo  $E = 21 \text{ GPa}$ , ensaio lento e;
- $E.S = 58 \text{ GN}$ , sendo  $E = 23 \text{ GPa}$ , ensaio rápido.

Através da equação (12) pode-se estimar, para  $f_{ck}$  igual a 25 MPa, o módulo elástico secante do concreto como:

- $E_{cs} = 23,8 \text{ MPa}$

É possível notar que o valor estimado pela NBR 6118 (2002) é compatível com a determinação do módulo através das tensões e deformações lidas nos ensaios de prova de carga.

#### b) Verificação do Módulo Elástico

Através dos conceitos de Fellenius (1989) apresentados no capítulo 4.5.4, pode-se calcular os módulos elásticos tangentes à curva  $P_o \times y_o$  em função das deformações dos trechos 1-4 e 4-a, apresentados na figura 71. Com o progressivo esgotamento do atrito lateral entre o fuste da estaca e o solo é possível verificar uma tendência assintótica, em ambos os ensaios, aos valores obtidos na figura 70. É importante dizer que os pontos anteriores ao último estágio de carga, em ambos os ensaios, ainda possuíam contribuição de atrito no solo, e, portanto, os pontos não se referem ao módulo tangente da estaca como peça estrutural. Em contrapartida, a tendência indicada na figura 71 concorda com o possível módulo elástico da estaca sem influência do atrito lateral no fuste.

No entanto, para o ensaio rápido, há um espaçamento maior entre a assíntota e o ponto obtido na figura 70, o que pode indicar que haveria mais contribuição de atrito



lateral na interface com o solo, ou seja, é possível que o atrito lateral no trecho 1-4 (solo) não tivesse esgotado, como será visto adiante.

Em suma, caso a prova de carga apresentasse mais pontos além das cargas máximas, a tendência descrita acima poderia ser confirmada.

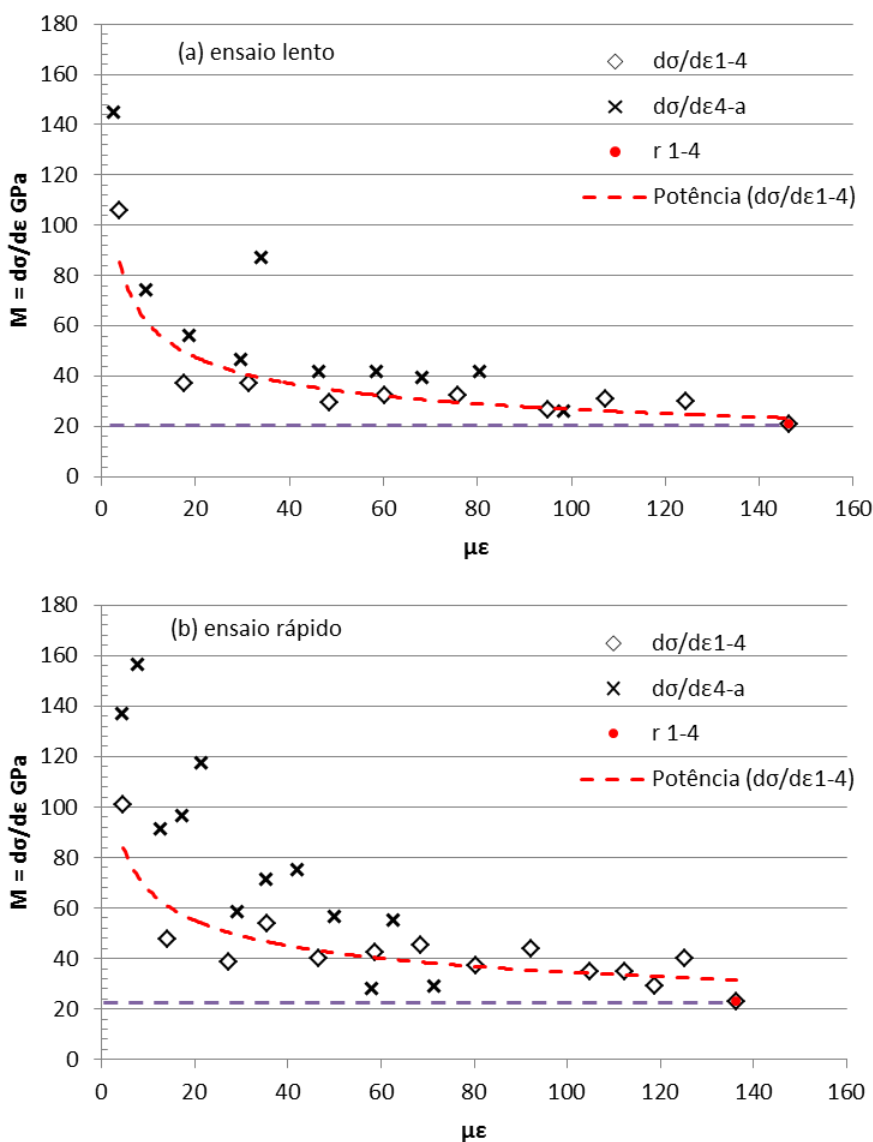


Figura 71 - Variação do módulo tangente com o avanço de deformação.

### c) Cálculo da transferência de carga – ensaio lento

Com os dados apresentados anteriormente, calculou-se a transferência de carga em profundidade, utilizando-se a equação (104). Para tanto, utilizou-se os valores medidos de deformação correspondentes ao trecho 1-4 da estaca, em contato com o solo, sendo a carga remanescente resistida pelo embutimento rochoso.

Para se comparar o atrito lateral na ruptura do trecho em solo estimou-se a resistência de atrito lateral por método Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Para tanto, adotou-se os valores de SPT indicado na sondagem SM03, entre as cotas +12,23 e +6,23 m, obtendo-se valor médio de NSPT 17.

- Aoki-Velloso (1975), considerando-se um silte areno-argiloso,  $K = 450$  kPa, NSPT médio de 17 e  $\alpha$  de 2,8%:

$$f_s = 0,028 \cdot 450 \cdot 17 / 3,5 = 61 \text{ kPa};$$

- Décourt-Quaresma (1978), com mesmo NSPT médio de 17 e  $\beta$  de 0,60:

$$f_s = 10 \cdot (17/3 + 1) \cdot 0,60 = 40 \text{ kPa}.$$

Média de  $f_u = 50$  kPa para resistência de atrito lateral do trecho em solo.

Devido ao ensaio lento consistir no primeiro carregamento da estaca, significa dizer que não havia qualquer carga residual (também pela estaca ser do tipo escavada) ou qualquer tipo de esforço atuando. Sendo assim, os valores mobilizados de atrito no solo e atrito na rocha representam os valores reais resistidos pela estaca. O diagrama de transferência de carga em profundidade para o ensaio lento foi ilustrado na figura 72, acompanhado do atrito unitário desenvolvido nos estágios de carga e do perfil geotécnico da sondagem SM03 mais próxima do local.

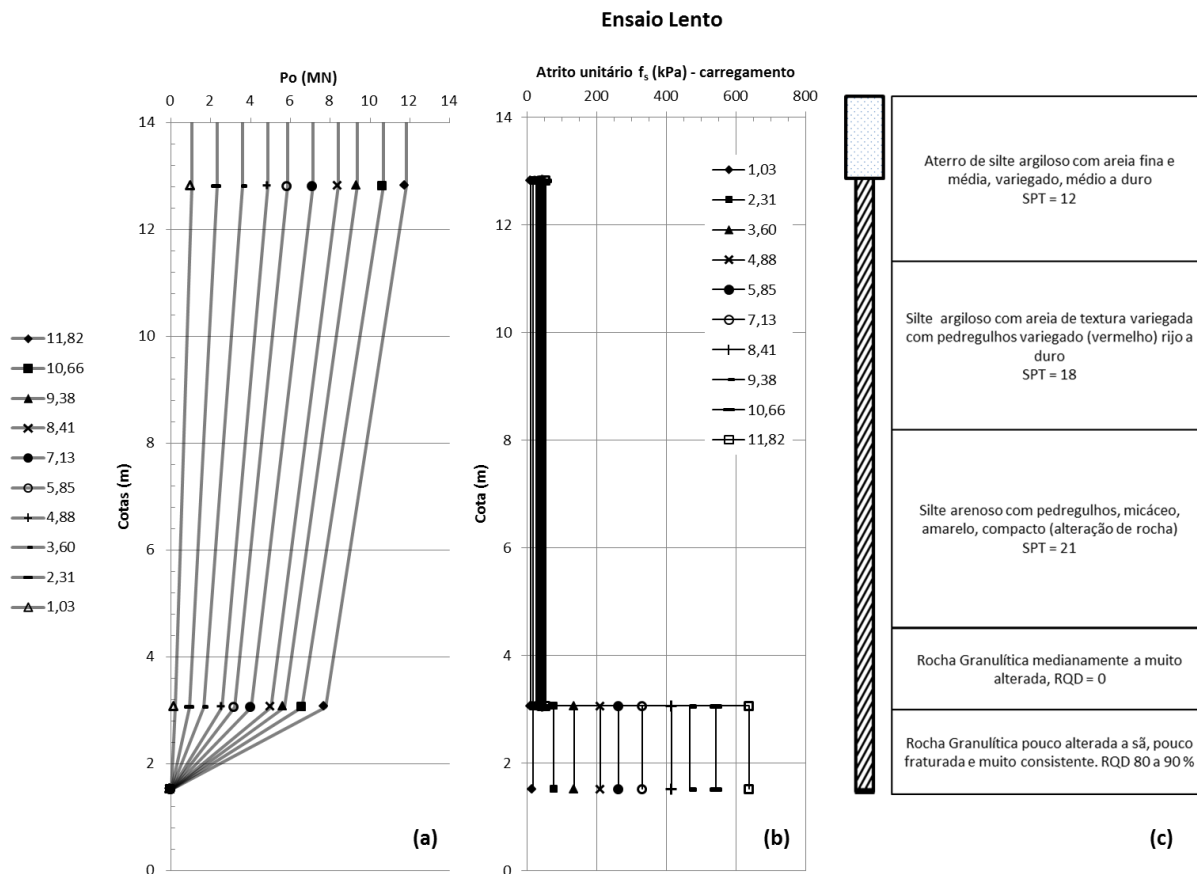


Figura 72 - Diagrama de transferência de carga e desenvolvimento do atrito lateral unitário: carregamento do ensaio lento.

Pode-se notar na figura 72 que há um esgotamento do atrito desenvolvido na interface estaca-solo no último estágio. Para identificar de forma mais clara o desenvolvimento da resistência de atrito lateral no solo, construiu-se o gráfico da função de transferência de carga, isto é, o atrito unitário ( $f_{\text{solo}}$ ) em função dos deslocamentos do centro do fuste, assim como a identificação do esgotamento do atrito no último incremento de carga, conforme ilustrado na figura 73. O valor de ruptura em solo encontrado foi de 53 kPa, muito próxima a média de 50 kPa estimada inicialmente entre os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Na rocha foi encontrado valor máximo de 637 kPa, sem sinais de ruptura.

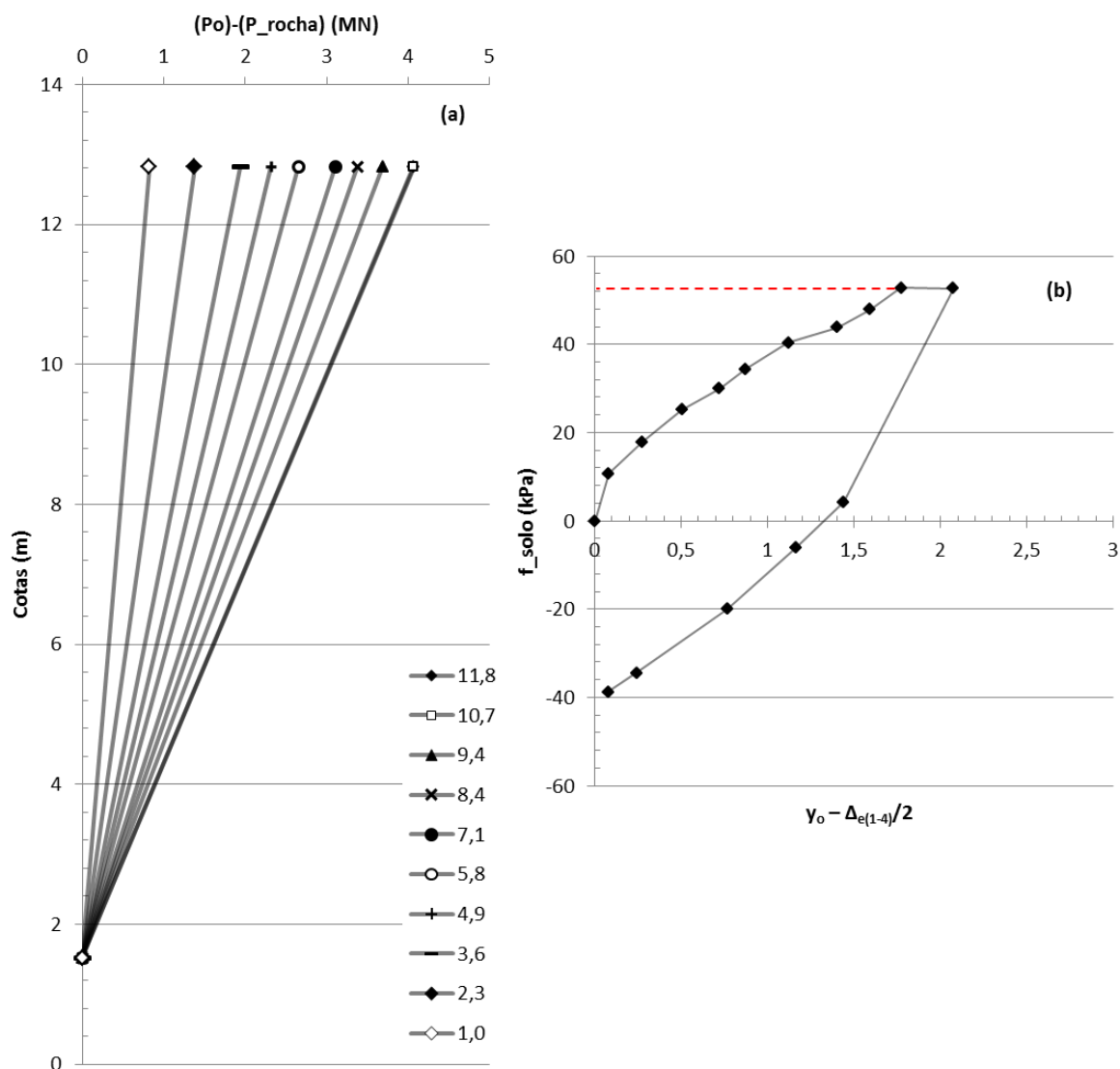


Figura 73 – Função transferência de carga do trecho em solo (1-4): ensaio lento.

Conforme apresentado no capítulo 4.5.5, ao se descarregar uma estaca surge uma carga aprisionada na ponta denominada carga residual. Isto significa dizer que, geralmente e em casos comuns, há um atrito negativo no solo para equilibrar a carga presa na ponta da estaca. Para a situação da estaca teste, mesmo que sem reação de ponta, o atrito lateral na rocha age de igual maneira, ou seja, uma reação tendendo a levantar a estaca equilibrada por atrito negativo no solo. Essa situação fica bem clara na figura 73 (b) com valor de atrito  $f_{res} = -41$  kPa aproximadamente. Esse valor é a compensação e o equilíbrio da carga residual que surgiu no trecho embutido da estaca, de modo que a figura 74 (a e b) ilustra um valor de rigidez de 504 kPa / mm de atrito lateral, e um valor residual de 260 kPa.

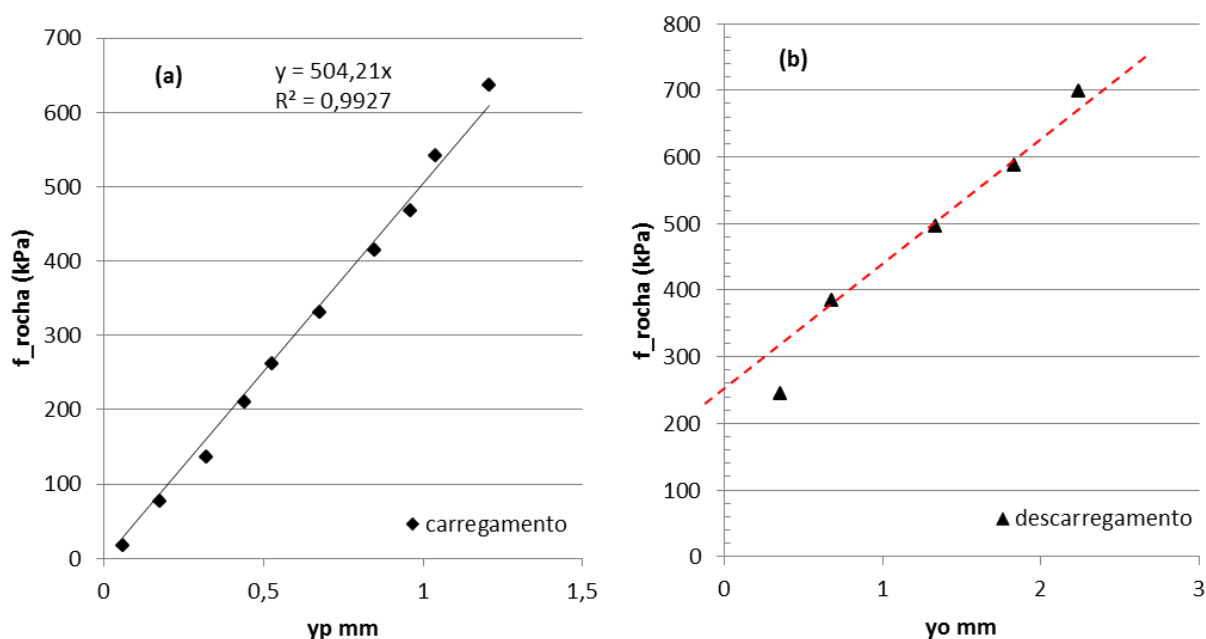


Figura 74 – Atrito lateral desenvolvido no embutimento da estaca com a rocha no carregamento (a) e no descarregamento (b), indicando atrito residual em torno de +260 kPa.

Como forma de verificação, podem-se calcular as cargas correspondentes aos valores de atrito encontrados, tanto no solo, como na rocha, e compará-los em magnitudes, pois em teoria, um equilibra o outro:

- Solo: *Atrito lateral negativo* =  $-41 \cdot 7,90 \cdot 9,76 = -3161 \text{ kN}$
- Rocha: *Atrito lateral positivo* =  $+260 \cdot 1,54 \cdot 7,9 = +3163 \text{ kN}$

A carga residual presa na ponta também pode ser identificada através da transferência de carga calculada pela instrumentação. No descarregamento, calculando-se as cargas intermediárias, é possível identificar que a carga no topo do trecho embutido da estaca na rocha apresenta valor residual para carga  $P_o$  igual a zero no topo da estaca, conforme indicado na figura 75.

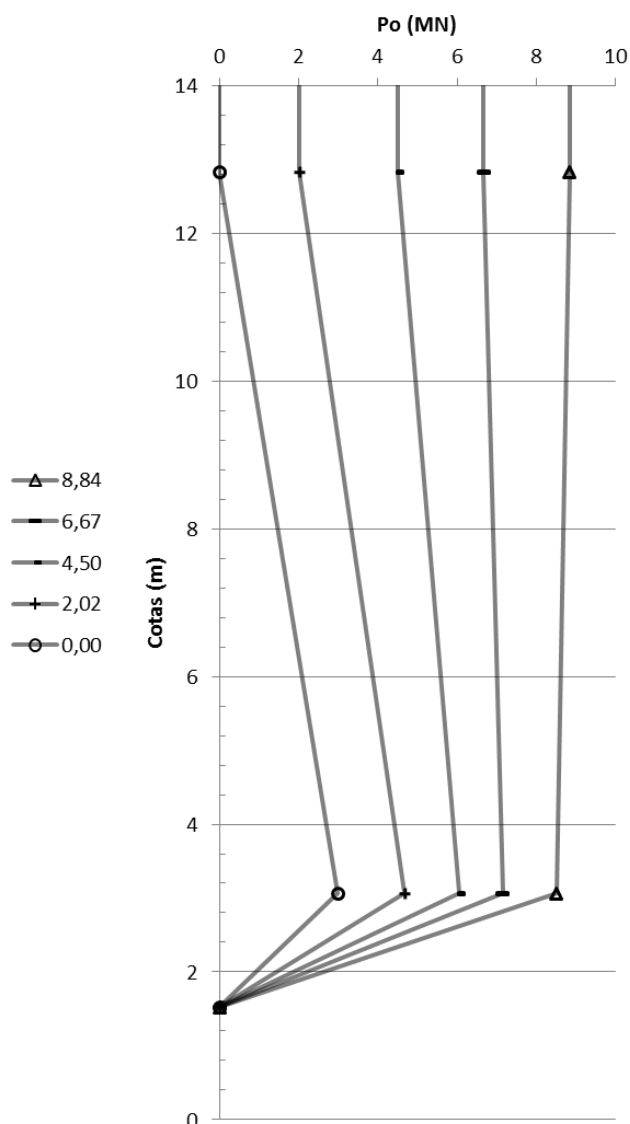


Figura 75 – Diagrama de transferência de carga no descarregamento do ensaio lento, indicando carga residual no topo do embutimento de, aproximadamente, 3 MN.

#### d) Cálculo da transferência de carga – ensaio rápido

A metodologia de cálculo para o ensaio rápido seguiu os mesmos preceitos do ensaio lento, porém com produto E.S de 58 GN. No entanto, devido à carga residual medida no descarregamento do ensaio lento, foi necessário corrigir os valores de atrito no solo e atrito na rocha de modo a considerar essa particularidade. Felizmente, como os ensaios foram subsequentes, as leituras de referência no final do ensaio lento foram as mesmas para o início do ensaio rápido. Em outras palavras, os valores de encurtamentos não foram zerados, procedimento enfaticamente sugerido por Fellenius (2001). A figura 76 ilustra o diagrama de

transferência de carga (corrigido pela carga residual) assim como o desenvolvimento do atrito lateral (também corrigido).

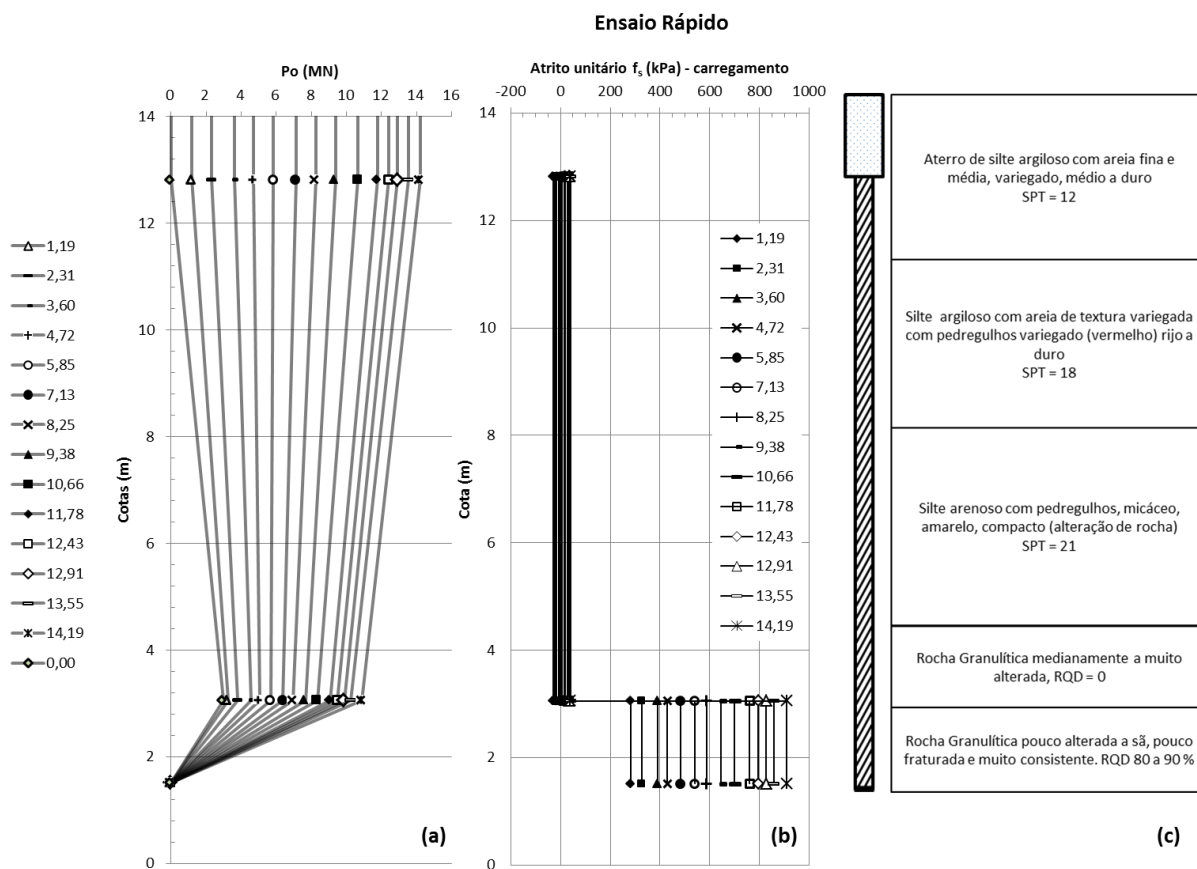


Figura 76 - Diagrama de transferência de carga e desenvolvimento do atrito lateral unitário: carregamento do ensaio rápido.

Foi encontrado o valor de atrito lateral no solo, máximo mobilizado, de 41 kPa, enquanto o valor mobilizado na rocha foi de 910 kPa, ambos já corrigidos pela carga residual. Esta cifra é superior a 637 kPa, encontrado no carregamento lento. Para explicar esta diferença pode-se recorrer aos trabalhos de Williams (1980) (ver capítulo 4.3), que mostra a influência direta entre atrito máximo no embutimento (ruptura) e a qualidade do maciço rochoso. Em resumo, quanto mais fraturado o maciço, menor será o valor de atrito lateral na ruptura. Nesse contexto, o ensaio rápido pode ter sofrido a influência do fechamento de juntas e fraturas do maciço, em consequência do ensaio lento anterior, e possibilitado maior resistência no trecho embutido.

Da mesma forma que no ensaio lento, para se visualizar de forma mais clara o esgotamento do atrito lateral na camada de solo, assim como o momento no qual o

atrito negativo é revertido totalmente, construiu-se o gráfico da função de transferência de carga no trecho em solo, 1-4, ilustrado na figura 77.

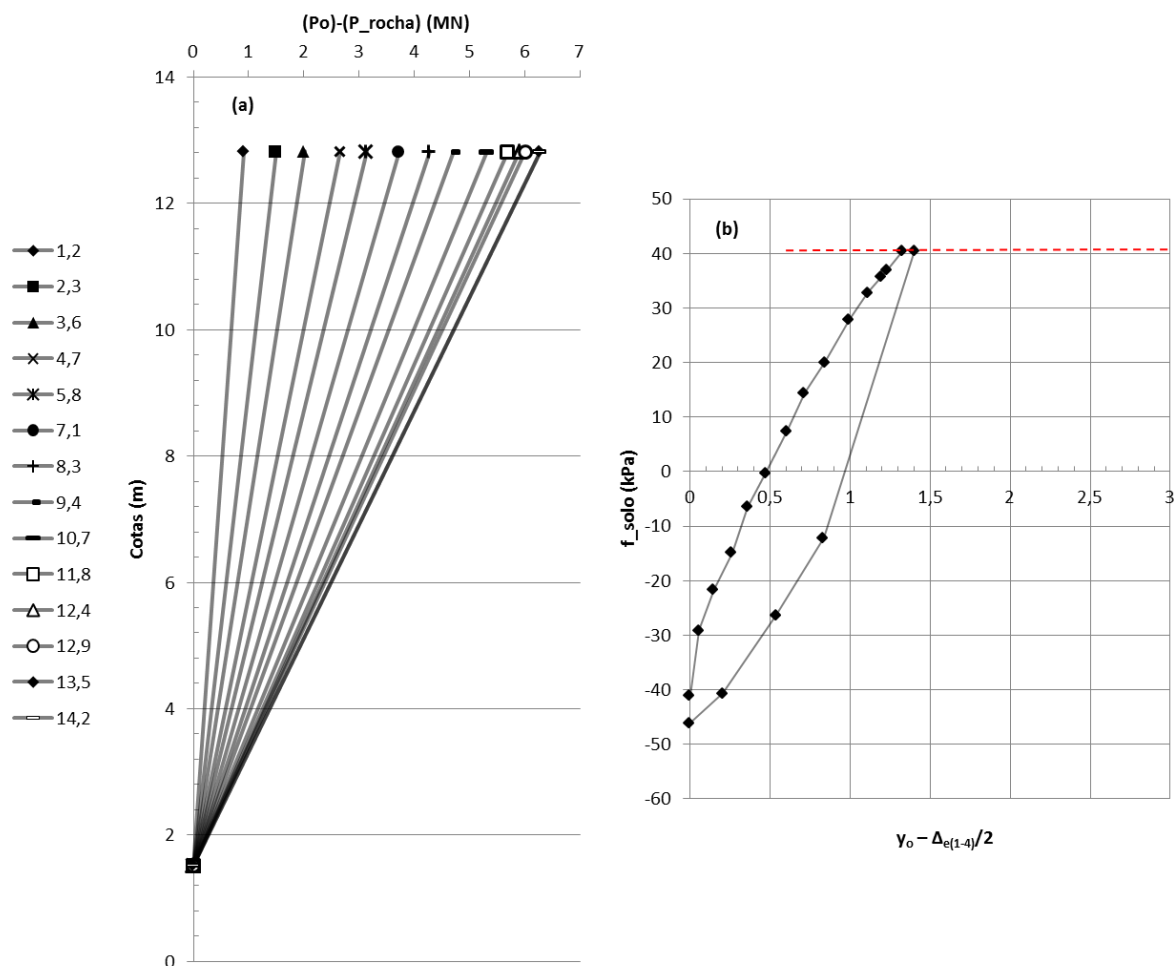


Figura 77 - Função transferência de carga do trecho em solo (1-4): ensaio rápido.

Nota-se que o atrito desenvolvido foi menor que no ensaio lento, com valor de 41 kPa, com leve tendência a estabilização. Curiosamente, a ordem de grandeza da carga residual  $P_h$  e do atrito lateral do solo na ruptura foram iguais, o que leva a um  $\mu$  igual a 2, conforme equação (88). Pode-se notar também na figura 77 (b) que após o descarregamento do ensaio rápido houve um pequeno acréscimo de carga residual, associada à  $f_{res}$  igual a - 46 kPa, até porque aplicaram-se cargas maiores na estaca, mas a ordem de grandeza foi bem similar à anterior.

A figura 78 (a) ilustra a tensão de atrito lateral desenvolvida na rocha com o deslocamento da ponta, similar à reação de ponta, com rigidez de 938 kPa/mm, quase o dobro do encontrado no ensaio lento. O valor do atrito residual no



descarregamento foi de 292 kPa (ponto  $y_0$  igual a zero), podendo-se fazer a mesma verificação de equilíbrio:

- Solo: *Atrito lateral negativo* =  $-46 \cdot 7,90 \cdot 9,76 = - 3547 \text{ kN}$
- Rocha: *Atrito lateral positivo* =  $+292 \cdot 1,54 \cdot 7,9 = + 3552 \text{ kN}$

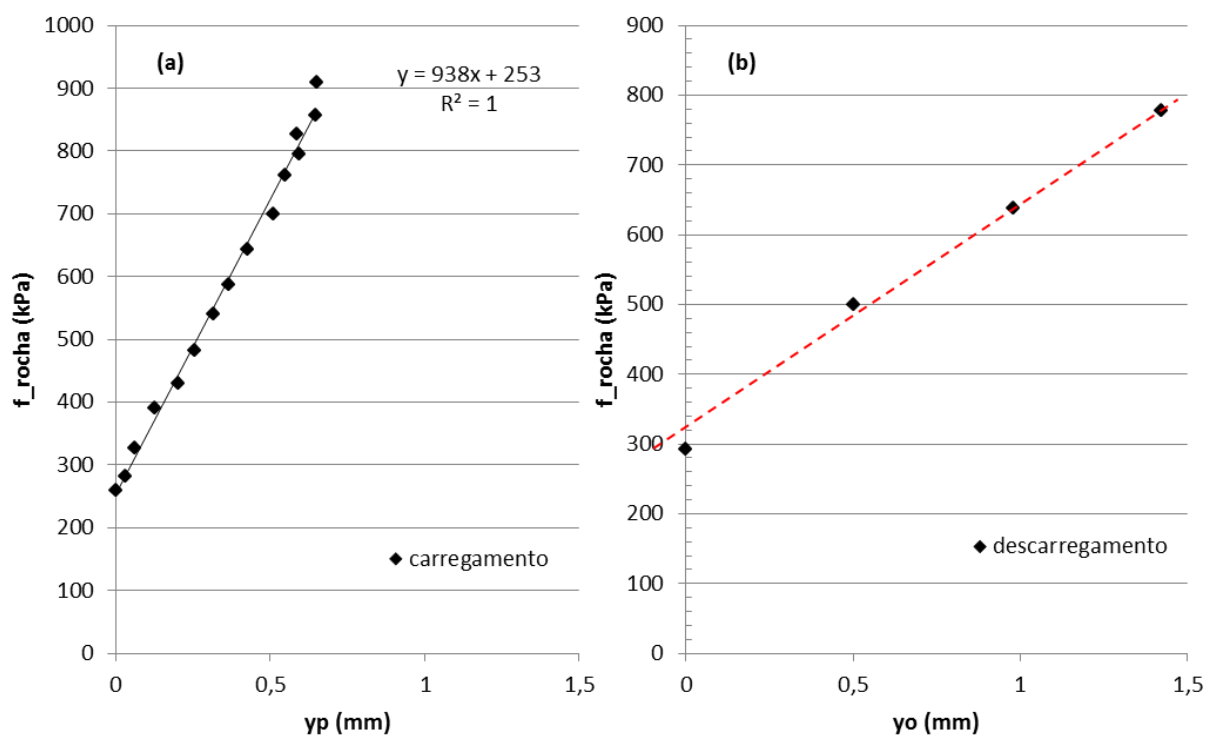


Figura 78 - Atrito lateral desenvolvido no embutimento da estaca na rocha no carregamento (a) e descarregamento (b) do ensaio rápido.

De forma similar ao apresentado para o ensaio lento, no descarregamento notou-se novamente uma carga residual presa no trecho embutido em rocha. A ordem de grandeza foi extremamente semelhante ao encontrado anteriormente, com valor de 3,4 MN, como indicado na figura 79.

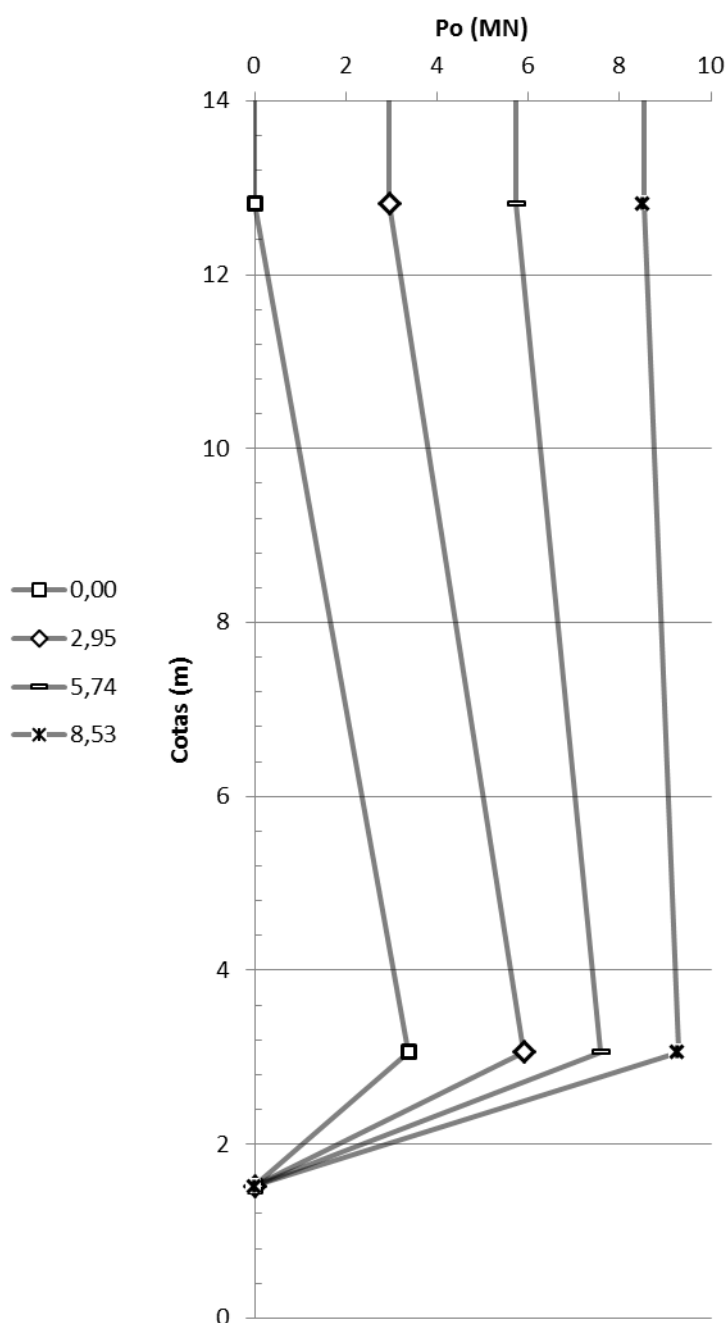


Figura 79 - Diagrama de transferência de carga no descarregamento do ensaio rápido, indicando carga residual no topo do embutimento de, aproximadamente, 3,4 MN.

#### e) Comparação entre os resultados da instrumentação

Para ambos os ensaios, notou-se que o atrito desenvolvido no solo foi menor do que o atrito desenvolvido na rocha, explicando o porquê da maioria dos projetistas o desconsiderar em seus cálculos. No entanto, os valores de atrito em solo representaram em torno de 30% da resistência da estaca, de acordo com a carga

aplicada no topo, ou seja, um valor considerável, face às dimensões da estaca barrete.

Ademais, as previsões de atrito pelos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) foram similares aos valores medidos (mobilizados). A tabela 18 apresenta os valores obtidos nos ensaios lento e rápido de forma comparativa. Pode-se notar que houve diminuição do atrito no solo proporcionalmente ao aumento de atrito no embutimento e que ocorreu uma variação de 10 % no módulo elástico.

Em relação aos deslocamentos, notou-se diminuição na magnitude do valor medido no topo, porém, com encurtamento elástico muito similar, podendo indicar que o maior deslocamento no ensaio lento deveu-se às deformações irreversíveis no maciço rochoso.

Outro ponto importante referiu-se ao aumento significativo da rigidez da rocha, com aproximação à reação de ponta  $q_p$ , calculado dividindo-se a carga resistida pelo embutimento em cada estágio pela área da seção transversal. Há que se ressaltar a não ruptura no embutimento rochoso, nem mesmo a tendência para tal.

Tabela 18 – Resumo dos valores obtidos na instrumentação: ensaios lento e rápido

	<b>E GPa</b>	<b>f<sub>solo</sub> kPa</b>	<b>f<sub>rocha</sub> kPa</b>	<b>f<sub>rocha</sub> / f<sub>solo</sub></b>	<b>y<sub>o_ma</sub> x</b>	<b>Δ<sub>e_ma</sub> x</b>	<b>y<sub>p_ma</sub> x</b>	<b>f<sub>res_so</sub> lo kPa</b>	<b>f<sub>res_</sub> rocha kPa</b>	<b>R kPa/ mm</b>
Lento	21	53	637	12	2,81	1,60	1,21	-41	+260	2434
Rápido	23	41	910	22	2,13	1,48	0,65	-46	+292	4528
Rápido/ Lento	1,10	0,77	1,43	1,83	0,76	0,93	0,54	1,12	1,12	1,86

Neste ponto, é possível retornar ao capítulo 5.3.1 e comparar os resultados encontrados nos ensaios de prova de carga com o valor de tensão utilizado na premissa de projeto (300 kPa), ou seja, 2,12 e 3,03 vezes maiores (ensaios lento e rápido, respectivamente).

### 5.5.3 Análise pelo modelo de Massad (1995 e 2001)

Com base no método de Massad (1995 e 2001) apresentado no capítulo 4.5.5, foi possível comparar as curvas carga x recalque do topo, obtidas nos ensaios de prova de carga, com o modelo indicado. Os parâmetros utilizados na análise obedeceram as Leis de Cambefort, apresentadas na figura 51, obtida pela instrumentação em profundidade. Esse modelo é elasto-plástico, ou seja, uma aproximação da curva real obtida.

A determinação da carga residual pelas Leis de Cambefort permitiu a construção da curva carga x recalque para ambos os ensaios, lento e rápido, incluindo o trecho elasto-plástico do modelo (trecho 3-4). Esse segmento determina o progressivo aumento do atrito lateral no fuste da estaca simultaneamente à mobilização da reação de ponta. Como os trechos instrumentados definiram com qualidade o segmento da estaca em contato com o solo e rocha, separaram-se as funções de transferência de carga, idealizando-se que o trecho embutido em rocha corresponderia à reação de uma ponta fictícia. Dessa forma, o atrito lateral desenvolvido no embutimento rochoso seria equivalente à reação de ponta da estaca. Lembra-se que, devido ao isopor, a resistência de ponta real na estaca era nula. Portanto, para não haver dúvidas nessa consideração, o cálculo realizado está indicado em (105):

$$q_p = \frac{A_{l,rocha}}{S} = \frac{f_{rocha} \cdot 7,9 \cdot 1,54}{2,52} = f_{rocha} \cdot 4,83 \quad (105)$$

sendo  $f_{rocha}$  o atrito mobilizado e  $q_p$  a reação de ponta equivalente, dados em kPa.

Os valores máximos obtidos nos ensaios de prova de carga foram:

- $q_p = 637 \times 4,83 = 3077$  kPa, para o ensaio lento
- $q_p = 910 \times 4,83 = 4395$  kPa, para o ensaio rápido

Para facilitar o entendimento, a figura 80 ilustra a seção típica utilizada para interpretação.

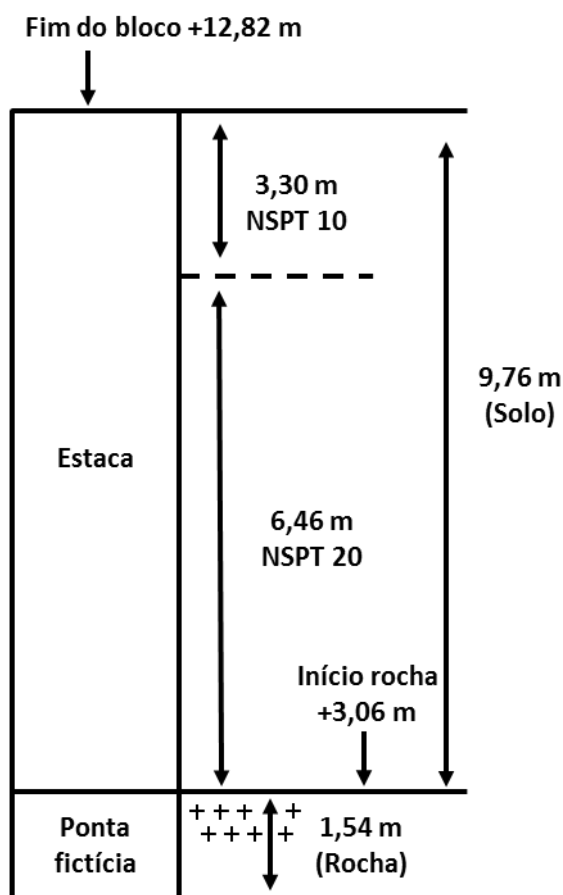


Figura 80 - Seção típica do modelo utilizado para comparação da curva carga x recalque medida.

Esse procedimento foi adotado para ambos os ensaios. Para o ensaio lento, os parâmetros obtidos a partir das Leis de Cambefort modificadas, estão indicados na figura 81. Como o modelo é genérico, uma variação pode ser notada na figura 81-(a) em relação ao ponto de origem (diferente de zero). Pode-se fazer uma correção no eixo das ordenadas, visto que o parâmetro do modelo parte do ponto zero e na prova de carga real supõe-se um ponto inicial  $f_{\text{solo}}$  igual a 10 kPa.

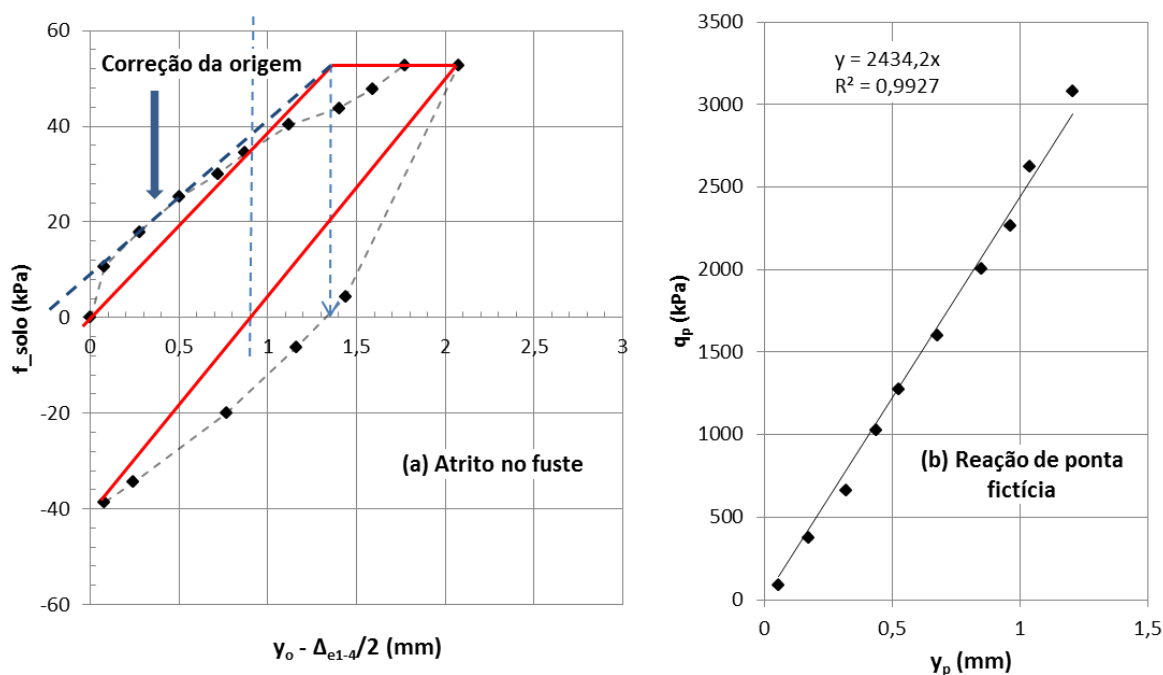


Figura 81 - Leis de Camberfort modificadas para o ensaio lento.

Com base nesse procedimento, construiu-se a curva carga x recalque pelo modelo de Massad (1995 e 2001), com os parâmetros que seguem:

Ensaio lento, carregamento:

a) Dados da estaca:

- Forma da estaca: Barrete
- Perímetro: 7,90 m
- Área da seção transversal (S): 2,52 m<sup>2</sup>
- Altura (h): 9,76 m
- Módulo elástico da estaca (E<sub>c</sub>), conforme capítulo 5.5.2: 21.000.000 kPa.
- Rigidez K<sub>r</sub>, equação (87): 5422 kN/mm

b) Dados do solo e da ponta fictícia:

- $f_{su}$  (atrito unitário na ruptura): 53 kPa;
- $y_1$ : 1,35 mm
- R: 2.434.200 kN/m<sup>3</sup>

c) Cálculos:

- $A_{lr} = 53 \cdot 9,76 \cdot 7,9 = 4086$  kN
- $P_h$  (carga residual) = 0 kN (primeiro carregamento)
- $\mu$  (fator de majoração pela carga residual): 1

- $k$ , equação (86): 0,56
- $\lambda$ , equação (93): 1,51
- $z$ , equação (92): 0,75
- $\beta'_3$ , equação (91): 1,10

Ensaio lento, descarregamento:

d) Dados do solo, ponta fictícia e cálculos:

- $y_{1\_reb}$ :  $2,07 - 0,92 = 1,15$  mm
- $k$ , equação (86): 0,66
- $R_{reb}$ :  $4528000$  kN/m<sup>3</sup> (igual ao carregamento do rápido)
- $\lambda$ , equação (93): 2,60
- $z_{reb}$ , equação (92): 0,81
- $\beta'_{3\_reb}$ , equação (91): 1,19
- $\mu$ :  $1+41/53 = 1,77$

A partir do início do esgotamento do atrito lateral no fuste, determinado pelo valor de  $y_1$  igual a 1,35 mm no carregamento, pode-se variar o valor de  $h'$  indicado pela figura 53, nas equações (94) e (96) e determinar a carga atuante no topo, pela equação (94), e o recalque do topo, pela equação (95). Para cada valor de  $h'$  há um par de valor  $P_o \times y_o$ , sendo possível a construção da curva no trecho 3-4. Quando  $h'$  é igual a zero, significa que o atrito esgotou-se em toda profundidade, determinando-se o ponto 4. A partir daí, tem-se início o trecho 4-5, onde apenas a ponta contribui.

Portanto, obtiveram-se, para o carregamento do ensaio lento, os valores indicados na tabela 19. Notar que a última coluna correspondente à identificação  $P_{o\_aj}$ , refere-se a um ajuste realizado na curva somando-se 800 kN (correspondente à aproximação de 10 kPa apresentada na figura 81) nos valores de  $P_o$ , o que mostrou-se satisfatório pela concordância entre ambas as curvas, medida e prevista.

Tabela 19 – Valores de  $P_o$  x  $y_o$  no carregamento do ensaio lento

$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)	$h'$ (m)	$z \cdot h'/h$	$\text{tgh}(z \cdot h'/h)$	$\beta'$	$P_{o\_aj}$ (kN)
0	0	-	-	-	-	800
5995	1,35	9,8	0,75	0,63	1,10	6795
7448	1,71	7,0	0,54	0,49	1,15	8248
8612	2,03	5,0	0,38	0,37	1,21	9412
9577	2,33	3,5	0,27	0,26	1,27	10377
10657	2,67	2,0	0,15	0,15	1,35	11457
11132	2,83	1,4	0,11	0,11	1,40	11932
12358	3,25	0,0	0,00	0,00	1,51	13158

Para determinar a curva  $P_o$  x  $y_o$  no descarregamento, utilizou-se as equações (90), (94) e (95) com os parâmetros indicados no capítulo 4.5.5 obtidos no *rebound*. Sendo assim, obtiveram-se os valores indicados na tabela 20:

Tabela 20 - Valores de  $P_o$  x  $y_o$  no descarregamento do ensaio lento

$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)	$P_{o\_max} - P_o$ (kN)	$y_{o\_max} - y_o$ (mm)	$h'$ (m)	$z \cdot h'/h$	$\text{tgh}(z \cdot h'/h)$	$\beta'$
11932	2,83	0	-	-	-	-	-
4862	2,16	7070	1,35	-	-	-	2,60
3325	1,48	8606	1,71	6,0	0,50	0,46	1,39
1476	0,81	10456	2,16	4,0	0,33	0,32	1,59
58	0,56	11874	2,52	2,8	0,23	0,23	1,77

Por último, pode-se desenhar a curva  $P_o$  x  $y_o$  com os valores apresentados na tabela 20 comparando-a com a prova de carga medida, ilustrada na figura 82.



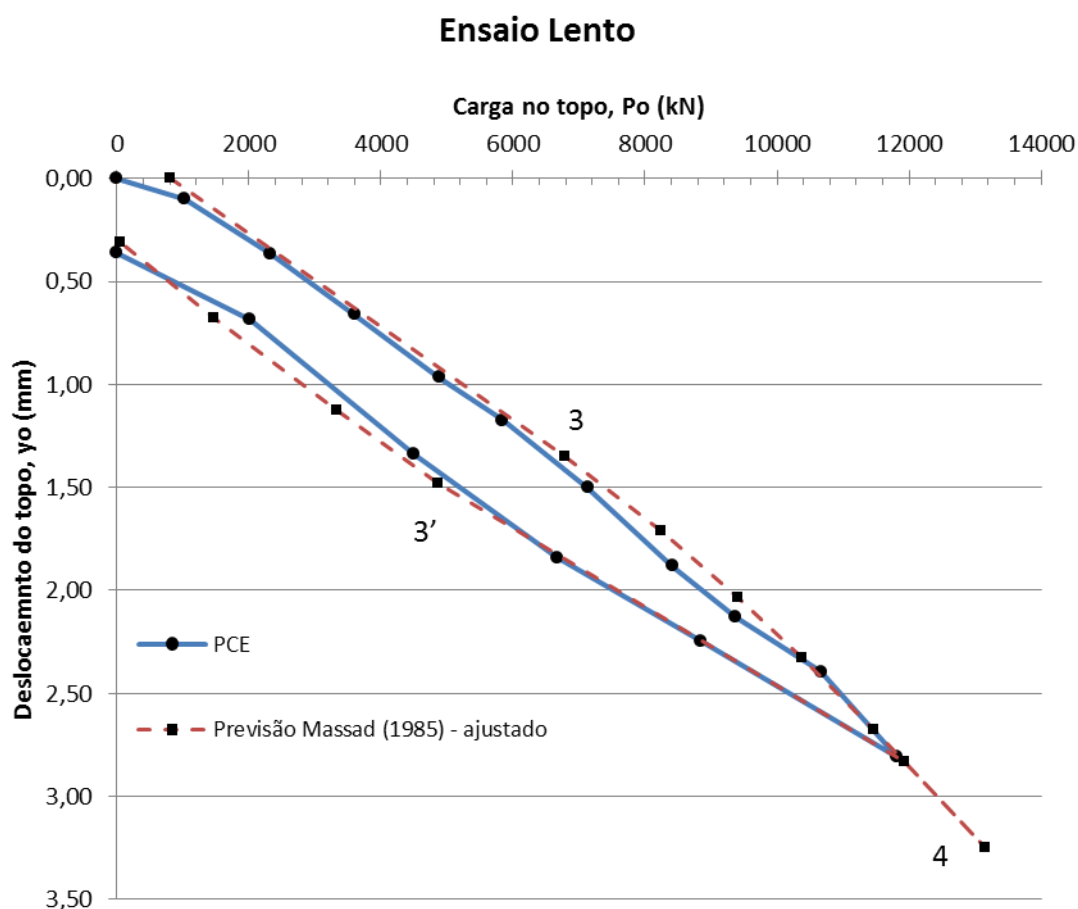


Figura 82 – Previsão de curva  $P_0 \times y_0$  pelo modelo de Massad (1995 e 2001) no ensaio lento.

O mesmo procedimento anterior foi utilizado para a determinação da curva  $P_0 \times y_0$  no ensaio rápido, subsequente ao lento, com influência da carga residual. Os parâmetros e dados foram utilizados a partir das Leis de Cambefort modificadas, conforme ilustrado na figura 83.

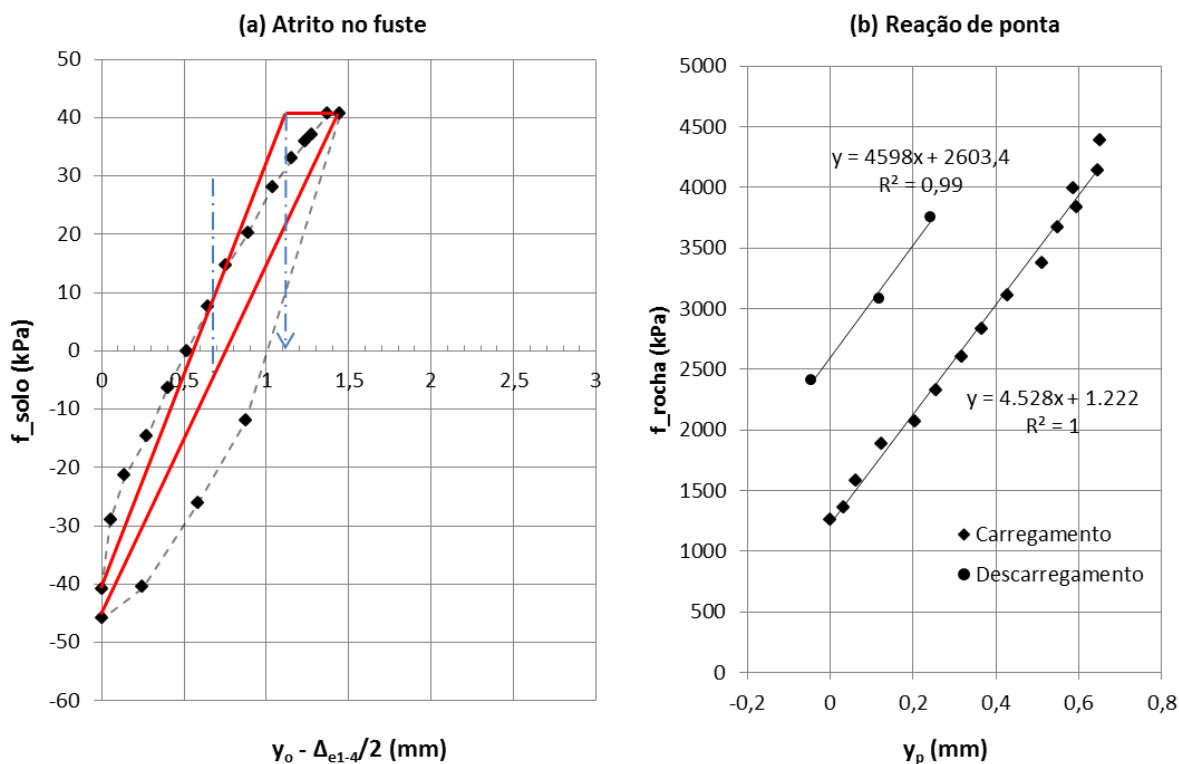


Figura 83 - Leis de Camberfort modificadas para o ensaio rápido.

Ensaio rápido, carregamento:

a) Dados da estaca:

- Forma da estaca: Barrete
- Perímetro: 7,90 m
- Área da seção transversal (S): 2,52 m<sup>2</sup>
- Altura (h): 9,76 m
- Módulo elástico da estaca (E<sub>c</sub>), conforme capítulo 5.5.2: 23.000.000 kPa.
- Rigidez K<sub>r</sub>, equação (87): 5939 kN/mm

b) Dados do solo e rocha:

- f (atrito unitário mobilizado): 41 kPa;
- y<sub>1</sub>: 0,55 mm
- R: 4.528.000 kN/m<sup>3</sup>

c) Cálculos:

- A<sub>r</sub> = 41 x 9,76 x 7,9 = 3161 kN
  - P<sub>h</sub> (carga residual) = 3035 kN (primeiro carregamento)
  - μ (fator de majoração pela carga residual): 1,96
- Conjectura-se que seja  $\mu = 1 + 41/53 = 1,77$

- $k$ , equação (86): 0,97 (comportamento de "estaca rígida", segundo Massad, 1995)
- $\lambda$ , equação (93): 1,95
- $z$ , equação (92): 0,98
- $\beta'_3$ , equação (91): 1,09

Ensaio rápido, descarregamento:

e) Dados do solo, rocha e cálculos:

- $y_{1\_reb}$ :  $1,45 - 0,76 = 0,69$  mm
- $k_{reb}$ , equação (86): 0,77 (comportamento de "estaca rígida", segundo Massad, 1995)
- $R_{reb}$ : 4.598.000 kN/m<sup>3</sup>
- $\lambda$ , equação (93): 2,22
- $z_{reb}$ , equação (92): 0,88
- $\beta'_{3\_reb}$ , equação (91): 1,14
- $\mu$ : 2

Tabela 21 - Valores de  $P_o$  x  $y_o$  no carregamento do ensaio rápido

$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)	$h'$ (m)	$z \cdot h'/h$	$\text{tgh}(z \cdot h'/h)$	$\beta'$	$P_{o\_aj}$ (kN)
0	-	-	-	-	-	800
6893	1,08	9,8	0,98	0,75	1,09	7693
8848	1,42	7,3	0,74	0,63	1,16	9648
11002	1,86	5,0	0,50	0,47	1,27	11802
12660	2,23	3,5	0,35	0,34	1,38	13460
14242	2,61	2,3	0,23	0,23	1,51	15042
18472	3,66	0,0	0,00	0,00	1,95	19272

Para a análise do descarregamento do ensaio rápido foi necessário o seguinte procedimento:

- Variou-se  $h'$  na equação (96) e calculou-se o  $\beta'$  correspondente;

- Com os valores de  $h'$  e  $\beta'$ , calculou-se o termo  $P_o$  da equação (94), que neste caso, representa  $P_{o\_max} - P_o$ ;
- Com os valores de  $\beta'$ ,  $k_{reb}$  e  $P_o$ , calculou-se o  $y_o$  correspondente pela equação (95), que neste caso, representa  $y_{o\_max} - y_o$ ;
- Por fim, encontraram-se os valores de  $P_o$  e  $y_o$ , diminuindo-os dos valores máximos obtidos no carregamento.

Tabela 22 - Valores de  $P_o$  x  $y_o$  no descarregamento do ensaio rápido

$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)	$y_{o\_max} - y_o$	$P_{o\_max} - P_o$	$h'$ (m)	$z \cdot h'/h$	$tgh(z \cdot h'/h)$	$\beta'$
15042	2,61	-	0	-	-	-	-
9095	1,61	1,00	5947	-	-	-	1,14
4639	0,82	1,78	10403	7,3	0,66	0,58	1,23
1997	0,26	2,34	13045	4,9	0,44	0,41	1,37
146	-0,16	2,77	14896	3,5	0,31	0,30	1,51

Com os dados obtidos anteriormente foi possível desenhar, para o ensaio rápido, a curva  $P_o$  x  $y_o$  pelo método de Massad (1995 e 2001) e compará-la com a curva medida na prova de carga.

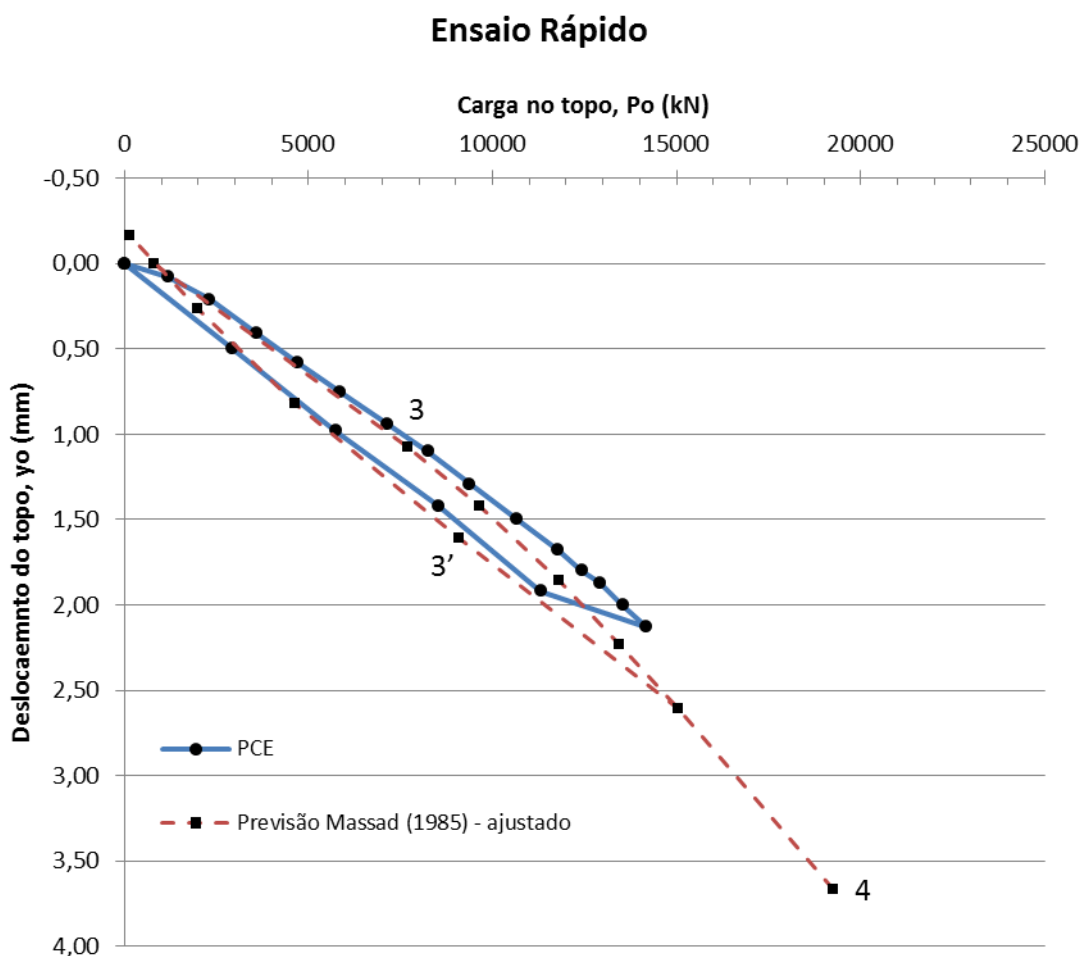


Figura 84 - Previsão de curva Po x yo pelo modelo de Massad (1995 e 2001) no ensaio rápido.

Foi possível observar que houve uma ligeira variação entre o modelo de previsão e a curva medida, podendo-se levantar a hipótese de que os parâmetros obtidos pelas Leis de Camberfort modificadas sofreram a influência do possível não esgotamento do atrito lateral no fuste da estaca em contato com o solo. Ambas as curvas de previsão foram ajustadas em 800 kN de carga inicial, o que representa pouco mais de 5 % da carga total dos ensaios.

#### 5.5.4 Comparação entre dados do topo e instrumentação

Além das comparações realizadas com a curva carga x recalque utilizando-se dados da instrumentação e o modelo de Massad (1995 e 2001), pode-se realizar uma abordagem em termos de deslocamentos. Os valores de recalques medidos no topo correspondem aos valores de deslocamentos elásticos, C2 e C3, somados aos deslocamentos permanentes, S. O valor de C2 (encurtamento elástico da estaca) calculado no modelo de ponta fictícia pode ser comparado ao dado medido pela

instrumentação no trecho 1-4, sem considerar obviamente o embutimento. Nesse modelo o valor de C3 corresponde à ponta fictícia, ou seja, é o valor do encurtamento da estaca no trecho embutido em rocha correspondente ao atrito lateral.

Portanto, tem-se:

a) Ensaio lento:

Dados medidos no topo:

- $C2 + C3 = 2,45 \text{ mm}$
- $S = 0,36 \text{ mm}$

Instrumentação em profundidade:

- $C2 = 1,61 - 0,35 = 1,26 \text{ mm}$
- $C3 = 1,20 \text{ mm}$
- $C2 + C3 = 2,46 \text{ mm}$
- $S = 0,35 \text{ mm}$

Para analisar os dados da instrumentação, foi necessário ajustar as curvas obtidas de deslocamentos para o fuste e para a ponta da estaca, conforme ilustrado na figura 85. Nota-se que há uma proporção de deslocamentos ocorrida entre a ponta e fuste correspondente, exatamente, a 0,30 mm. Dessa forma, adotando-se que a ponta não possui deslocamento negativo (como se houvesse subido), ajustou-se seu gráfico para coincidir com deslocamento zero no descarregamento, descontando-se então, esse valor do fuste. Nessa análise, o único deslocamento residual (ou permanente, ou ainda nega S) corresponde ao valor de 0,35 mm, muito próximo ao valor encontrado no topo.

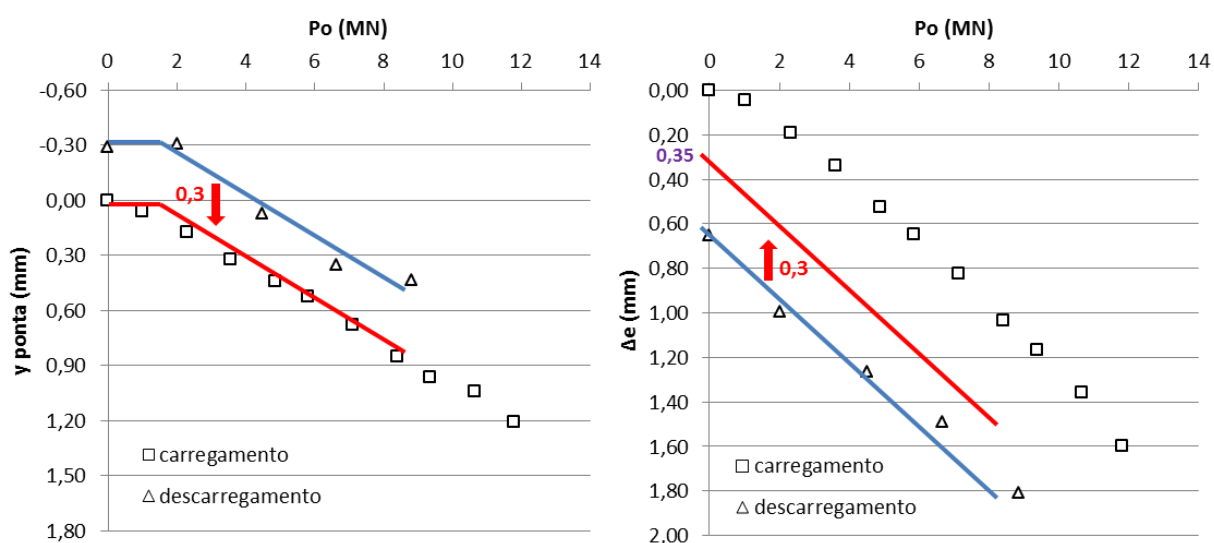


Figura 85 - Ajustes dos deslocamentos obtidos no descarregamento do fuste e ponta da estaca (instrumentação).

O valor de encurtamento do fuste de 1,80 mm encontrado no primeiro estágio do descarregamento foi desconsiderado justamente pelo ajuste da curva, ou seja, não há sentido que este deslocamento seja maior que o máximo. Pela curva ajustada, o valor deveria ser pouco menor que o máximo.

Método do repique:

Para analisar os deslocamentos pelas equações propostas por Massad (1995 e 2001), à luz do repique elástico, a consideração de ponta fictícia proposta na figura 80 leva a adaptações nas equações (99) e (100). Para o cálculo de  $C_2$ , equação (100), foi necessário estimar a parcela de encurtamento do fuste no trecho embutido, ou seja, foi necessário adicionar à equação a parcela de encurtamento proporcional ao fuste embutido em rocha. Desta forma, a equação apresenta-se conforme (106):

$$C_2 = c \cdot \frac{P_{omax} - \mu A_{lr}}{K_{r\_rocha}} + c \cdot \frac{\mu A_{lr}}{K_{r\_solo}} + \frac{(P_{omax} - \mu A_{lr})}{K_{r\_solo}} \quad (106)$$

Com este ajuste, é possível determinar  $C_2$  e compará-lo aos valores do topo e instrumentação.

Para a análise do  $C_3$ , utilizou-se a consideração da ponta fictícia, ou seja, a média do valor de  $q_p$  (reação de ponta fictícia no carregamento) dividido pelo deslocamento da ponta  $y_p$ , conforme figura 81 (b), com valor de 2434 kPa/mm. O valor de  $K_{r\_rocha}$

foi determinado utilizando-se E igual a 21.000.000 kPa, S igual a 2,52 m<sup>2</sup> e h igual a 1540 mm (altura do embutimento), sendo então,  $K_{r\_rocha}$  igual a 34364 kN/mm

Portanto:

- C2, equação (106):

$$C_2 = 0,5 \cdot \frac{11816 - 1,77 \cdot 4086}{34364} + 0,5 \cdot \frac{1,77 \cdot 4086}{5422} + \frac{(11816 - 4086 \cdot 1,77)}{5422} = 1,58 \text{ mm}$$

- C3, equação (99):

$$C_3 = \frac{11816 - 4086 \cdot 1,77}{2434 \cdot 2,52} = 0,75 \text{ mm}$$

- C2 + C3 = 2,33 mm

b) Ensaio rápido:

Dados do topo:

- C2 + C3 = 2,13 mm
- S = 0 mm

Instrumentação em profundidade:

- C2 = 1,48 mm
- C3 = 0,65 mm
- C2 + C3 = 2,13 mm

Para análise da instrumentação, o valor de deslocamento residual apontado na figura 68 (b) foi considerado zero pela sua magnitude de valor (0,08 mm).

Método do repique:

O valor de  $\mu A_{lr}$  utilizado corresponde à conjectura de que o atrito lateral poderia ter se desenvolvido até 53 kPa, o que leva a  $A_{lr} = 4086 \text{ kN}$  e  $\mu = 1 + 53/53 = 2$ . Para o  $K_{r\_rocha}$  utilizou-se E igual a 23.000.000 kPa (ver capítulo 5.5.2), S igual a 2,52 m<sup>2</sup> e h



de 1540 mm, resultando em  $K_{r_{rocha}}$  igual a 37636 kN/mm. O  $K_r$  do fuste correspondeu a 5939 kN/mm.

Portanto, procederam-se os mesmos cálculos:

- C2, equação (106):

$$C_2 = 0,5 \cdot \frac{14191-8172}{37636} + 0,5 \cdot \frac{8172}{5939} + \frac{(14191-8172)}{5939} = 1,78 \text{ mm}$$

- C3, equação (99):

$$C_3 = \frac{14191-8172}{4528 \cdot 2,52} = 0,53 \text{ mm}$$

- C2 + C3 = 2,31 mm

A tabela 23 indica a comparação entre os resultados obtidos na instrumentação em profundidade e os valores obtidos pela análise do repique elástico.

Tabela 23 – Comparação de valores obtidos entre repique elásticos e instrumentação em profundidade para ensaio lento.

<b>Ensaio lento</b>	<b>C2 (mm)</b>	<b>C3 (mm)</b>	<b>C2 + C3 (mm)</b>
Repique elástico	1,58	0,75	2,33
Instrumentação em profundidade	1,26	1,20	2,46
Proporção (repique/instrumentação)	1,25	0,63	0,95

Da mesma forma, compararam-se os dados para o ensaio rápido, conforme indicado na tabela 24.

Tabela 24 - Comparação de valores obtidos entre repique elástico e instrumentação em profundidade para ensaio rápido

Ensaio rápido	C2 (mm)	C3 (mm)	C2 + C3 (mm)
Repique elástico	1,78	0,53	2,31
Instrumentação em profundidade	1,48	0,65	2,13
Proporção (repique/instrumentação)	1,20	0,82	1,08

### 5.5.5 Considerações sobre a resistência à compressão uniaxial de amostras ( $q_u$ ), adesão lateral da interface estaca-rocha ( $f_s$ ) e módulo elástico do maciço rochoso ( $E_m$ )

#### 5.5.5.1 $q_u$ e $f_s$ do maciço rochoso

Conforme já ilustrado nas figuras 59 e 60, foram realizados 11 ensaios de resistência à compressão uniaxial de testemunhos de rochas, também classificados em função de seu RQD. Seguindo a metodologia de correlacionar ambos os parâmetros, construiu-se a figura 86.

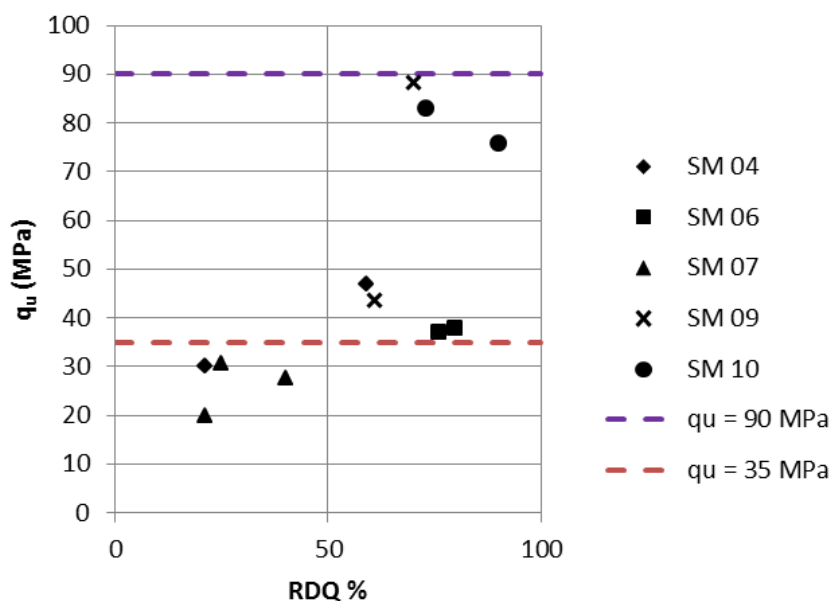


Figura 86 - Correlação entre  $q_u$  e RQD.

As sondagens SM 09 e SM 10 indicaram uma rocha mais resistente do que o restante (apesar da mesma profundidade), com valor limite de 90 MPa. Notou-se que, para RDQ's menores de 50 %, as rochas não apresentaram resistência à compressão ( $q_u$ ) maior que 35 MPa, enquanto que para RQD's maiores de 50 %, os valores de  $q_u$  variaram entre 35 e 50 (excluso ensaios da SM 09 e SM 10 já citados).

Portanto, para RQD acima de 50 %, há dúvida sobre a qualidade dessa rocha, utilizando-se nas análises os dois limites para comparação, ou seja,  $q_u$  inferior de 35 MPa e superior de 90 MPa. Lembra-se que a rocha no trecho de embutimento da estaca teste, de acordo com a sondagem SM 03 indicada na figura 59, apresentou valores de RQD entre 80 e 90 %.

a) Considerações para  $q_u = 35$  MPa

Supondo-se o valor de  $q_u = 35$  MPa, retornou-se aos gráficos apresentados nas figuras 23, 28 e 34 para incluir os pontos encontrados em ambos os ensaios, lento e rápido, de resistência de atrito lateral unitário por tensão de resistência à compressão simples da rocha, conforme apresentado na figura 87. Deixa-se claro apenas que os pontos não correspondem ao valor de  $f_{su}$ , pois não se atingiu a ruptura da estaca na prova de carga, mas sim, os valores máximos atingidos. Pelo fato das unidades dos gráficos originais não estarem no SI, seguem os cálculos de conversão (1 kPa = 0,145 psi):

- Ensaio lento:  $f_{rocha} = 637$  kPa = 92 psi
- Ensaio rápido:  $f_{rocha} = 910$  kPa = 132 psi
- $q_u = 35.000$  kPa = 5075 psi.

Pode-se notar na figura 87 - (a) que os pontos plotados no gráfico de Rosenberg & Journeaux (1976) não acompanharam a tendência dos autores e, portanto, não foi satisfatória. No entanto, os pontos posicionados nos gráficos de (b) Williams et. al. (1980) e de (c) Horvath (1978), foram mais aproximados das tendências encontradas pelos autores. Em (b) da figura 87 a linha de tendência do fator de redução que proporciona relacionar resistência à compressão da amostra de rocha intacta com sua adesão lateral foi muito convergente aos pontos posicionados, enquanto que em (c) pode-se notar que a maioria dos pontos tem como limite inferior a reta de valores iguais a  $0,025 \times q_u$ , sendo que o valor máximo de  $f$

mobilizado no ensaio rápido corresponde, coincidentemente, próximo a esta mesma reta.

De acordo com os dados apresentados dos autores em questão (c) nota-se a existência de muita variabilidade, em diversas faixas, porém, para  $q_u$  entre 25 e 40 MPa, observa-se uma faixa superior de valores de  $f_{su}$  entre 2000 e 3000 kPa, ou seja, 3,3 vezes o valor medido (mobilizado) no ensaio rápido de 910 kPa. Lembra-se novamente que não foi atingida a ruptura nos ensaios de prova de carga estática.

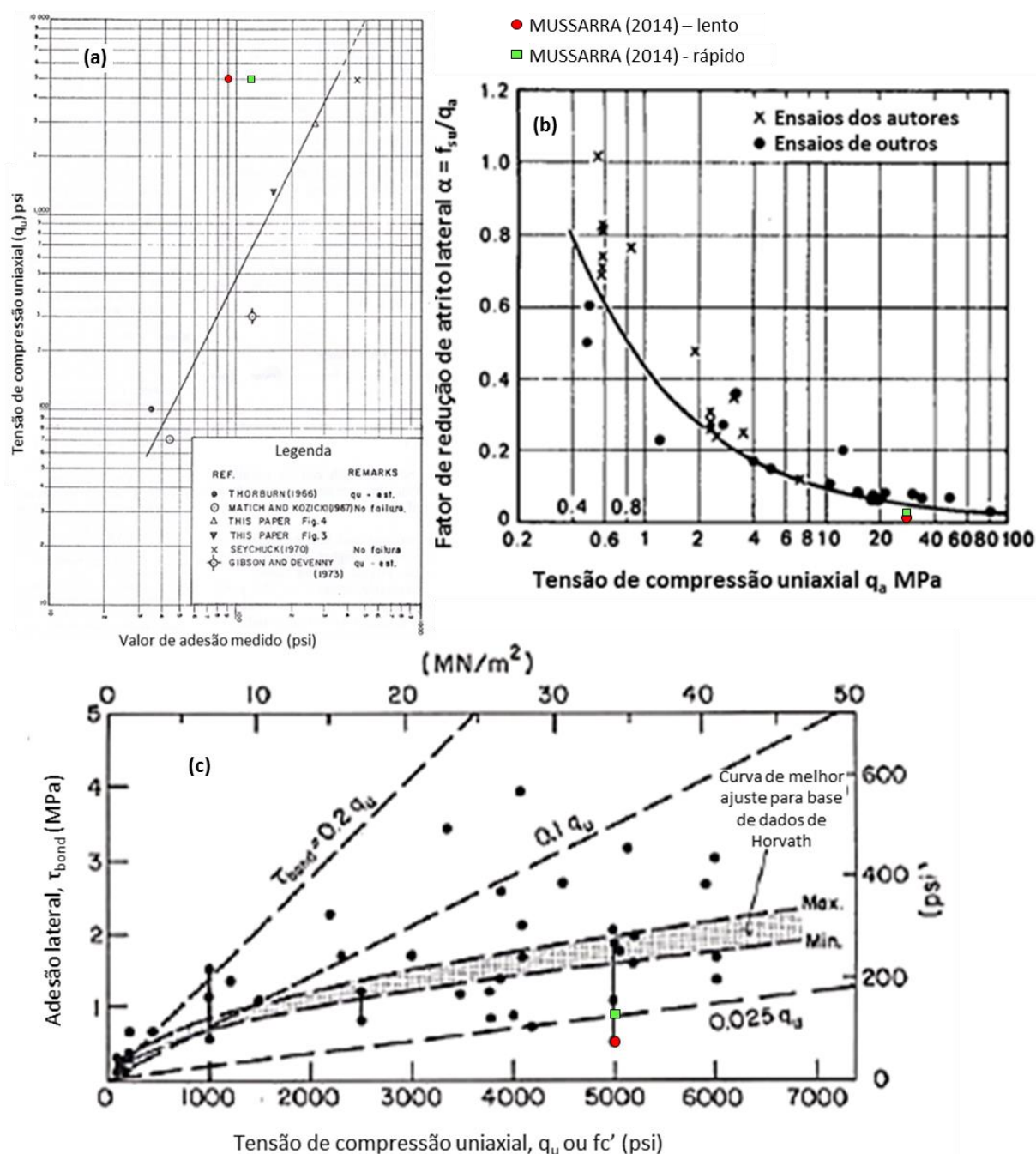


Figura 87 - Apresentação dos resultados em base de dados de (a) Rosenberg & Journeaux (1976), (b) Williams *et. al.* (1980) e (c) Horvath (1978), para  $q_u = 35$  MPa.

a) Considerações para  $q_u = 90$  MPa

Supondo-se que a rocha possuísse  $q_u = 90$  MPa, foi possível retornar às propostas de Carter & Kulhawy (1988) na figura 30 e Kulhawy & Phoon (1993) na figura 31, e incluir os pontos medidos nas provas de carga estáticas, conforme apresentado na figura 88. Incluíram-se também os pontos de  $q_u = 35$  MPa para comparações. Nesta análise utilizou-se  $p_a = 101,3$  kPa, portanto:

- Ensaio lento:  $f_{\text{rocha}}/p_a = 6,30$ ;
- Ensaio rápido:  $f_{\text{rocha}}/p_a = 8,98$ ;
- Em  $q_u = 35$  MPa,  $q_u/p_a = 346$  e  $q_u/2p_a = 173$ ;
- Em  $q_u = 90$  MPa,  $q_u/p_a = 888$  e  $q_u/2p_a = 444$ ;

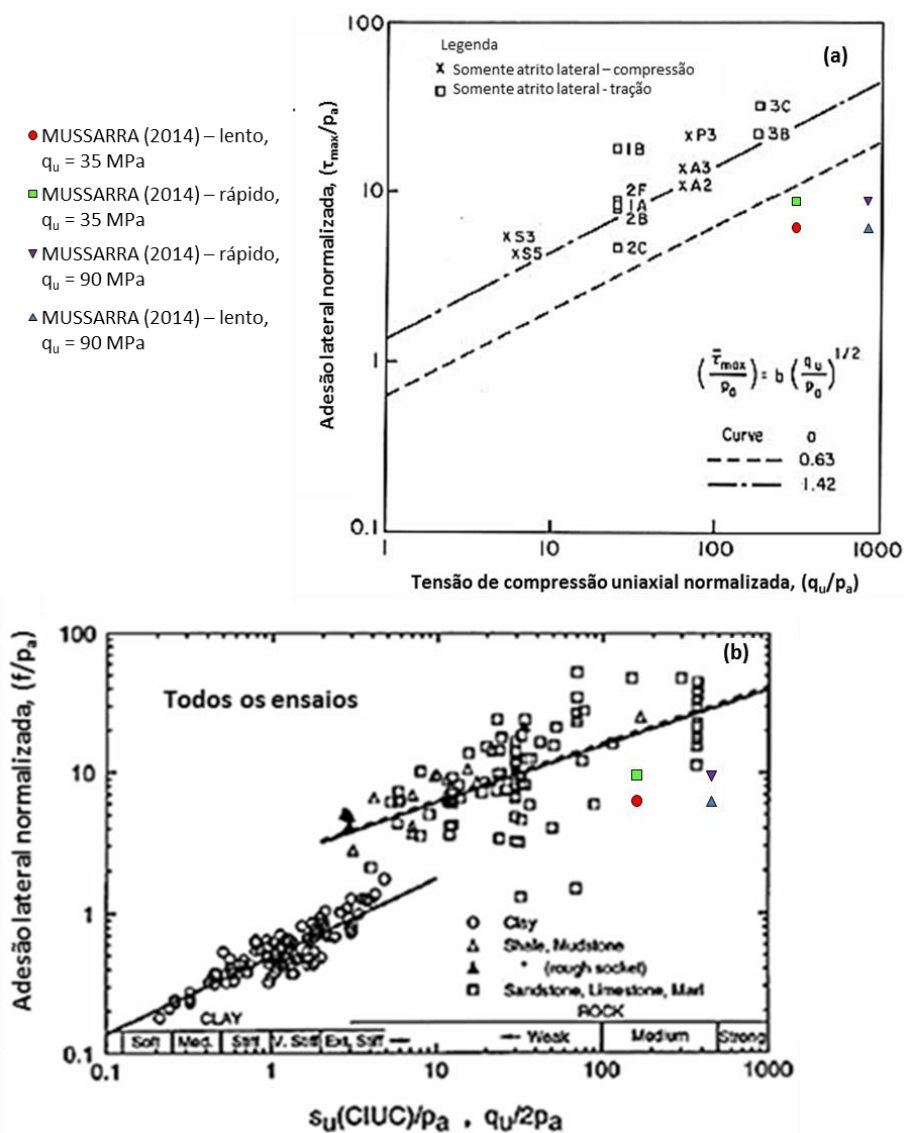


Figura 88 - Apresentação dos resultados em base de dados de (a) Carter & Kulhawy (1988) e (b) Kulhawy & Phoon (1993), para  $q_u = 35$  e  $90$  MPa.

Nota-se em (a) da figura 88 que, caso a tensão de ruptura à compressão da rocha fosse 35 MPa ( $q_u$ ), o valor de atrito mobilizado no ensaio rápido estaria perto do limite inferior dos dados apresentados originais, mas poderia alcançar valores de  $f_{su}/p_a$  da ordem de 20 ou 30, o que resultaria em  $f_{su}$  entre 2026 e 3039 kPa. Em se tratando de  $q_u$  igual a 90 MPa, os valores de  $q_u/p_a$  poderiam tender a alcançar uma relação de 50, ou seja,  $f_{su}$  até 5065 kPa. Já em (b) da figura 88, a proporção é um pouco menor e mais conservadora, se considerada a linha de tendência apresentada originalmente pelos autores, estimando-se um valor de  $f_{su}/p_a$  de 18 para  $q_u$  igual a 35 MPa e 28 para  $q_u$  igual a 90 MPa. Entretanto, curiosamente para a faixa de valor entre  $q_u$  35 e 90 MPa, nota-se um limite superior de  $f_{su}/p_a$  igual a 50, ou seja, similar ao limite observado em (a).

Para se calcular uma previsão de  $f_{su}$  baseada nas considerações e limites de  $q_u$  adotadas na análise (limites inferior e superior), através da equação (13), foram resumidas na tabela 25 as correlações empíricas apresentadas no capítulo 4.3.3, com detalhes de cada proposição e faixa de aplicação.

Conforme ilustrado na figura 18, há diversas formas de classificação das rochas em função de sua resistência à compressão uniaxial. Os limites propostos pelos autores abrangem principalmente as rochas brandas, porém, algumas proposições envolvem rochas com  $q_u$  até 100 MPa (baseando-se numa pressão atmosférica de 101,3 kPa).

Tabela 25 - Resumo de métodos empíricos para estimar atrito lateral para estacas embutidas em rocha

Nº ref.	Autor(es)	Faixa $q_u/p_a$	C	n	Observações
1	Rosenberg & Journeaux (1976)	5 e 340	1,09	0,52	6 pontos com apenas 2 relacionados à ruptura
2	Horvath & Kenney (1979)	1 e 400	0,65 a 0,78	0,50	87 ensaios no total, 75 em rochas sedimentares
3	Meigh & Wolski (1979)	2 e 200	0,55	0,6	Revisão de dados anteriores já publicados por outros autores
4	Williams <i>et. al.</i> (1980)	5 a 800	1,84	0,37	18 ensaios em Melbourne e mais 18 ensaios de outros autores
5	Rowe & Armitage (1984)	4 e 400	1,42	0,50	80 ensaios em 20 locais diferentes
6	Carter & Kulhawy (1988)	4 e 400	0,63	0,50	Comparação de 12 ensaios de campo com resultados de Rowe & Armitage (1984)
7	Reese & O'Neill (1988)	> 50	0,65	0,50	Comparação entre a base de dados existente
8	Kulhawy & Phoon (1993)	1 a 100	1,20	0,54	Comparação da base de dados com 47 ensaios de 23 lugares diferentes da Florida, EUA
9	Zhang & Einstein (1988)	1 a 800	1,26	0,50	Base de dados já publicada naquele momento (em 1999, mesmos autores alteraram a recomendação de C para 0,63)
10	Prakoso (2002)	1 a 1000	1	0,50	Apenas ensaios que atingiram a ruptura, para estacas escavadas e injetadas

Comparou-se, entre todos os métodos aplicáveis, pela sua respectiva faixa de aplicação, resultados da adesão lateral a partir da resistência à compressão da

rocha de 35 MPa e 90 MPa. Incluíram-se os valores medidos nas provas de carga lenta e rápida para comparações, conforme ilustrado nas figuras 89 e 90. Em todas as recomendações empíricas propostas, o valor provável de ruptura por adesão lateral nessas condições foi maior que o valor máximo obtido no ensaio, de 910 kPa.

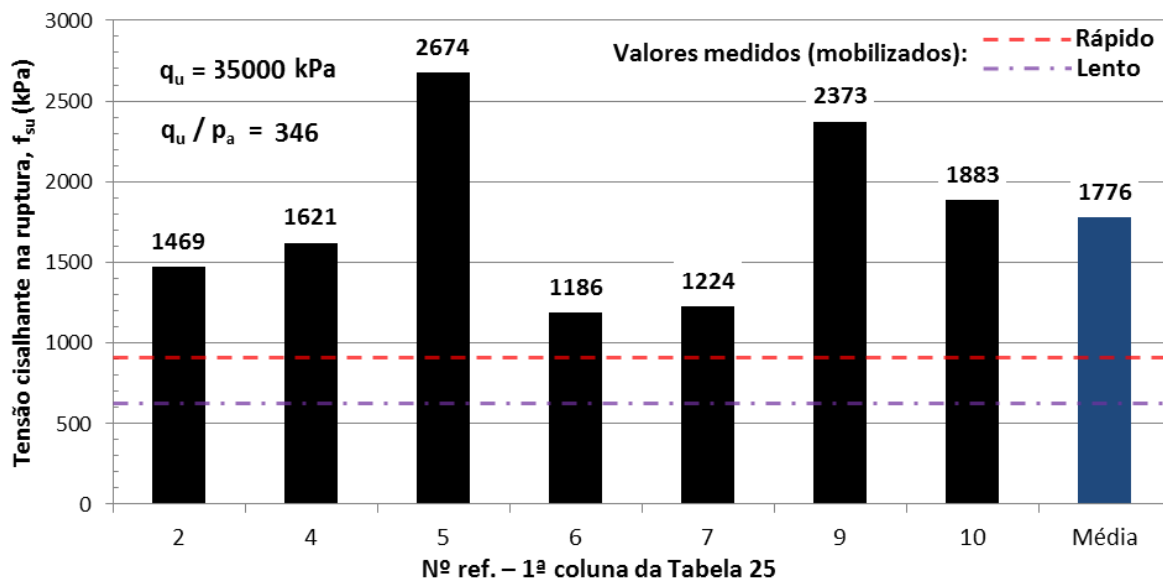


Figura 89 - Comparação entre os métodos empíricos para determinação do atrito lateral,  $q_u = 35$  MPa.

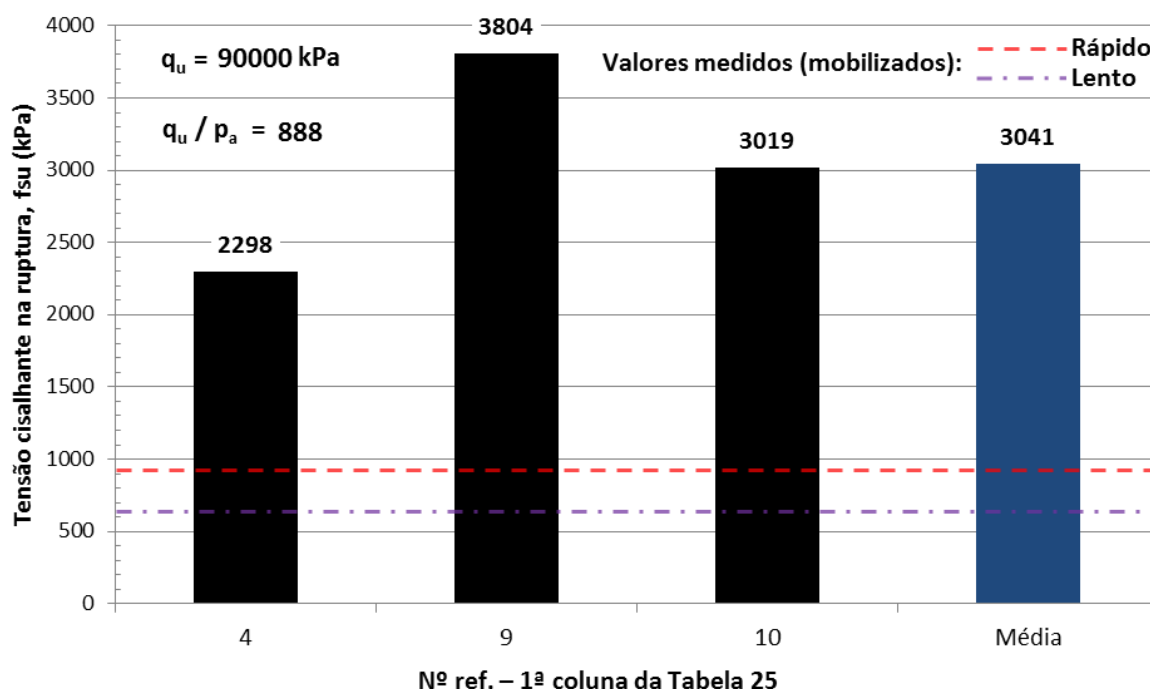


Figura 90 - Comparação entre os métodos empíricos para determinação do atrito lateral,  $q_u = 90$  MPa.

A média encontrada, para  $q_u = 35$  MPa, consistiu no valor de  $f_{su} = 1776$  kPa, enquanto que se obteve  $f_{su} = 3041$  kPa, para  $q_u = 90$  MPa.



De acordo com a proposição de Prakoso (2002), equação (23), estima-se  $f_{su}$  próximo a 3.000 kPa, conforme figura 90 (Nº. Ref.=10), ou seja, em acordo com dados experimentais apresentados na figura 88 (b).

#### 5.5.5.2 Módulo Elástico do maciço rochoso, $E_m$

Para calcular ou estimar o módulo de elasticidade do maciço rochoso ( $E_m$ ) foram utilizadas as proposições: a) de Rowe & Armitage (1984), com base na rocha intacta; b) de Serafim & Pereira (1983) e Boyd (1993), com base no sistema de classificação de maciços rochosos RMR de Bieniawski (1989); e c) de Carter & Kulhawy (1988), com base na retro-análise da PCE.

##### a) Proposição de Rowe & Armitage (1984): rocha intacta

Utilizando-se a equação (31) recomendada pelos autores Rowe & Armitage (1984), confirmada posteriormente por Rowe & Armitage (1987), com base apenas em  $q_u$ , estimou-se o módulo elástico do maciço rochoso para os limites inferior e superior de  $q_u$ , ou seja, 35 e 90 MPa, respectivamente:

- $E_m = 215 \cdot \sqrt{35} = 1272 \text{ MPa}$
- $E_m = 215 \cdot \sqrt{90} = 2040 \text{ MPa}$

##### b) Proposições de Serafim & Pereira (1983) e Boyd (1993): com base no sistema de classificação de maciços rochosos RMR

Para classificação no sistema RMR utilizaram-se as seguintes considerações:

1. Resistência à compressão uniaxial da rocha de 35 e 90 MPa, conforme as figuras 60 e 86;
2. RQD entre 25 e 50 % e 75 e 90 %, conforme figura 59 e pontos da SM3;
3. Espaçamento das descontinuidades: conforme figura 39 (c), utilizando o limite inferior de RQD igual a 75 %, encontrou-se de 12 a 15 descontinuidades por 1,5 m de testemunho, o que representa espaçamentos médios de 100 a 125 mm entre descontinuidades. Portanto, adotou-se faixa de classificação RMR de 60 a 200 mm de espaçamento;
4. Para se determinar a condição das descontinuidades, devido à falta de informação específica para essa classificação, por uso de lama bentonítica na

execução da estaca, estimou-se uma superfície polida, com preenchimentos < 5mm;

5. Em relação ao nível de água, considerou-se úmido como condição geral do maciço (essa classificação é mais específica para túneis em rocha, onde é possível inspeção visual da escavação), de acordo com o nível freático indicado na SM3;

Como forma de ajuste de parâmetros (referência B da figura 14), devido à falta de informações específicas do tipo de descontinuidade do maciço rochoso, estimou-se no item fundações, condição razoável.

A classificação RMR resultou em duas somas de valores (com referências dos itens entre parêntesis), conforme indicado após a tabela 26. A figura 14 contém todas as informações de origem da classificação RMR.

Tabela 26 – Classificação do maciço rochoso da estaca teste com base no sistema RMR

<b>1</b>	Resistência da Rocha Intacta (resistência à compressão)	50 – 100 MPa	25 – 50 MPa
	Pesos	7	4
<b>2</b>	Qualidade das Amostras - RQD	75 – 90 %	25 – 50 %
	Pesos	17	8
<b>3</b>	Espaçamento das descontinuidades	60 – 200 mm	
	Pesos	8	
<b>4</b>	Condição das descontinuidades	Superfícies polidas ou com preenchimento de espessura < 5 mm ou separação 1-5 mm contínua	
	Pesos	10	
<b>5</b>	Nível de água	Úmido	
	Pesos	7	
<b>B</b>	Ajustes de pesos para orientações das descontinuidades	Fundações – Condição Razoável	
	Pesos	-7	
<b>C</b>	Faixa de Pesos	41 – 60	21 – 40
	Números da Classe	III	IV
	Descrição	Maciço Rochoso Razoável	Maciço Rochoso Fraco

- $RMR = 4 (1) + 8 (2) + 8 (3) + 10 (4) + 7 (5) - 7 (B) = 30$
- $RMR = 7 (1) + 17 (2) + 8 (3) + 10 (4) + 7 (5) - 7 (B) = 42$

Nota-se que os valores de RMR encontrados referenciam-se ao maciço rochoso de classe IV, denominado “maciço rochoso fraco”, porém está na transição para a classe III, “maciço rochoso razoável”, na consideração mais otimista.

Prosseguindo na análise em busca da determinação do módulo elástico do maciço rochoso, utilizaram-se as equações (9), Boyd (1993), e (10), Serafim & Pereira (1983), para correlacionar os valores de RMR 30 e 42 à  $E_m$ . As equações (6), (7) e (8) não foram utilizadas por não serem aplicáveis.

Obtiveram-se:

- Equação (9), RMR de 30,  $E_m = 1211$  MPa, Boyd (1993)
- Equação (9), RMR de 42,  $E_m = 4278$  MPa, Boyd (1993)
- Equação (10), RMR de 30,  $E_m = 3162$  MPa, Serafim & Pereira (1983)
- Equação (10), RMR de 42,  $E_m = 6310$  MPa, Serafim & Pereira (1983)

c) Proposição de Carter & Kulhawy (1988): Retro-análise da PCE

Foi estimado o módulo elástico do maciço rochoso a partir da rigidez medida no modelo da ponta fictícia (ensaio PCE), conforme as figuras 81 (b) e 83 (b), apresentadas também na figura 91 em outro formato: carga no topo do embutimento em função do recalque no topo do embutimento.

Com base na figura 91 extraíram-se os seguintes valores de R.S, onde R é o parâmetro da segunda Lei de Cambefort e S a área da seção transversal:

- Ensaio Lento: R.S = 6370 kN/mm
- Ensaio Rápido: R.S = 11410 kN/mm

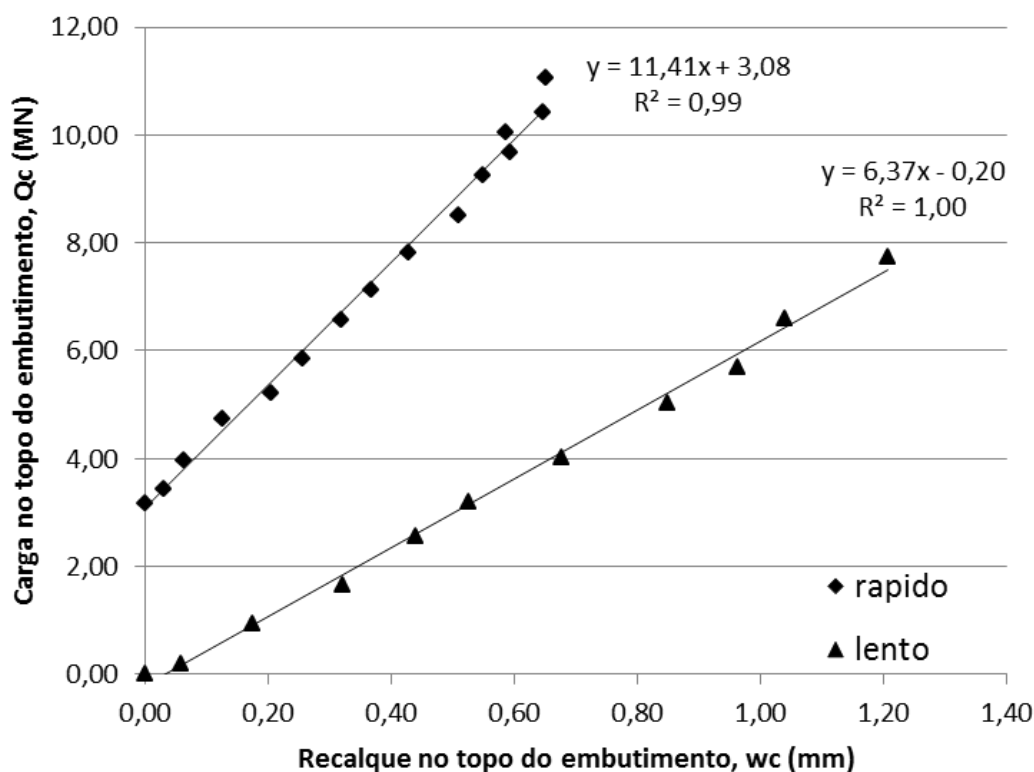


Figura 91 - Gráfico de carga x recalque no embutimento para os ensaios lento e rápido, indicando a rigidez S1 na notação de Carter & Kulhawy (1988).

Sendo assim, adotando-se  $v_r$  igual a 0,20 (baseado na tabela 13) e lembrando que, na notação de Carter & Kulhawy (1988), D é igual a 1,54 m e B é igual a 1,80 m, calcularam-se os módulos elásticos do maciço rochoso ( $E_m$ ) através das Provas de Carga Estáticas, por retro análise da equação (74), pois  $S_1 = R.S$ :

- $E_m = 1944$  MPa para o ensaio lento;
- $E_m = 3482$  MPa para o ensaio rápido.

d) Análise e comparação dos resultados obtidos

Teoricamente, apesar da notação original dos autores Carter & Kulhawy (1988) em representar o módulo elástico da rocha por  $E_r$ , entende-se que este módulo corresponde ao valor de  $E_m$ , considerando-se o maciço rochoso fraturado. É possível observar essa consideração pelos diferentes valores obtidos nos ensaios lento e rápido, para o mesmo tipo de rocha. A relação entre  $E_{m\_lento} / E_{m\_rápido}$  foi de 0,56, o que de certa forma está próximo ao valor de 0,70 proposto por Rowe & Armitage (1984).

Pode-se observar também que o valor 0,56 concorda com as correlações médias apresentadas nas figuras 15 e 16 para RQD's entre 80 e 90 %, de acordo com as hipóteses adotadas na análise e valores obtidos na investigação do local, sendo então uma boa alternativa para se determinar a redução ocorrida devido às fraturas do maciço rochoso.

A figura 92 permite comparar os valores citados anteriormente, entre estimativas e retro análise.

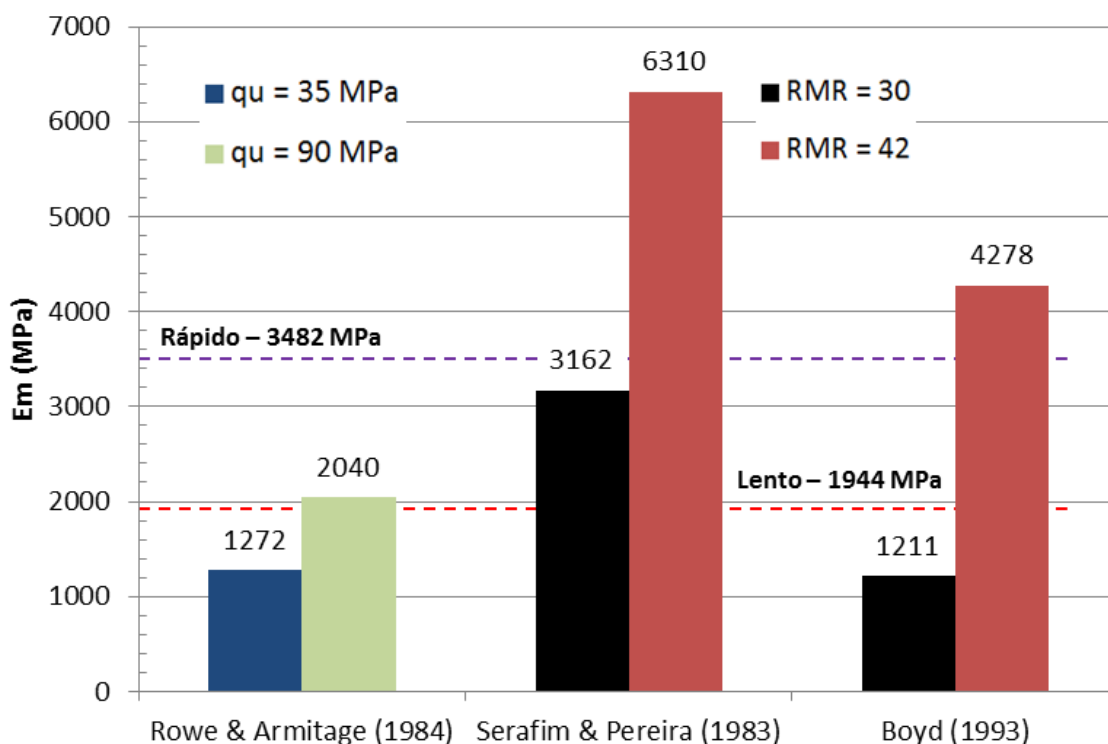


Figura 92 – Comparações entre módulos elásticos do maciço rochoso estimados por RMR com propostas de Serafim & Pereira (1983) e Boyd (1993), fórmula de Rowe & Armitage (1987) e método de Carter & Kulhawy (1988) utilizando valores medidos nas provas de carga estáticas.

Com a proposição de Rowe & Armitage (1984), supondo  $q_u = 90$  MPa, obteve-se resultado comparável ao valor 1944 MPa obtido por retro-análise no ensaio lento.

Com a proposição de Serafim & Pereira (1983) os valores estimados de  $E_m$  foram 2,60 e 1,48 vezes maiores do que os estimados com a proposição de Boyd (1993), para valores de RMR iguais a 30 e 42, respectivamente.

A título de curiosidade e verificação da sensibilidade das formulações, em Boyd (1993), com o valor de RMR 42 obteve-se  $E_m$  de 4278 MPa. Caso o valor de RMR fosse 40, ou seja, 5 % menor, o valor de  $E_m$  obtido seria 3563 MPa, 2 % menor do

que a cifra 3482 MPa, indicada pela retroanálise no ensaio rápido. Com a formulação de Serafim & Pereira (1983), o valor de RMR, associado a  $E_m = 3548$  MPa do ensaio rápido, seria de 32.

## 5.6 Aplicação dos métodos de previsão de comportamento na estaca barrete teste

### 5.6.1 Método de Williams *et. al.* (1980)

Segundo Gannon *et. al.* (1999), o método de Williams *et. al.* (1980), apresentado no capítulo 4.4.1, consiste mais num modelo para consolidar os dados de campo encontrados nas rochas sedimentares de Melbourne do que um método de previsão de comportamento propriamente dito. Entretanto, permitir que a curva carga x recalque admita comportamento não linear, torna o procedimento atrativo, mesmo sendo as curvas obtidas de ensaios de campo em outros locais. Essa pode ser a grande vantagem do método, visto que, no modelo elasto-plástico, as considerações são as mesmas do modelo de Cambefort. Como a prova de carga não atingiu tensões próximas à ruptura no embutimento com a rocha, a sua avaliação foi prejudicada, pois se ficou apenas no regime elástico.

De acordo com a equação (18), e valores de  $q_u$  de 35 e 90 MPa, a tensão de atrito lateral correspondente à ruptura da interface estaca-rocha seria:

- $f_{su} = 0,43 \cdot (35)^{0,37} = 1,60 \text{ MPa ou } 1600 \text{ kPa}$
- $f_{su} = 0,43 \cdot (90)^{0,37} = 2,27 \text{ MPa ou } 2270 \text{ kPa}$

Esse valor não considera a redução de atrito devido à variação de volume no maciço rochoso, ou seja, não inclui a influência do faturamento do maciço. Essa análise é pertinente ao ensaio rápido, devido ao fato de ter sido executado após o lento, o que em tese permitiu o fechamento e rearranjo do maciço no ensaio precedente, como visto anteriormente.

Através da figura 35 pode-se estimar o fator de recalques  $I_p$  adotando-se razão de embutimento mínima ( $L/D=1$ ) e relação de módulos elásticos estaca/maciço rochoso do ensaio rápido,  $E_c/E_m = 23/3,48 = 6,61$ , resultando em:

- $I_p = 0,50$ ;

Para a relação L/D igual a 1, nota-se pouca influência da relação  $E_c/E_m$  pois todas as curvas tendem ao valor de 0,5.

Com os valores do módulo elástico do maciço rochoso, obtidos na retro-análise pela metodologia de Carter & Kulhawy (1988), a saber:

- $E_m = 1944$  MPa, para o ensaio lento
- $E_m = 3482$  MPa, para o ensaio rápido

Conforme o item 5.5.5.2 construíram-se as curvas carga x recalque (figura 93) através da consideração elasto-plástica do método em pautas, conforme a equação (27). Observa-se uma boa concordância entre as curvas medidas nas Provas de Carga lenta e rápida com as previstas com base no método em pautas.

Ademais, pode-se observar, analisando mais detidamente a figura 93, que:

- a) a inclinação das retas no regime elástico independe da resistência da rocha,  $q_u$ ; as diferenças observadas entre os ensaios lento e rápido são devidas aos diferentes módulos elásticos  $E_m$ ; e
- b) a consideração de dois limites de  $q_u$  (inferior e superior), neste modelo, influencia apenas as tensões cisalhantes de ruptura e as magnitudes dos recalques a elas associados, a saber, por volta de 3 e 4 mm no ensaio lento, e 1,5 a 2,5 mm, no ensaio rápido.

No gráfico inferior da figura 93, ensaio rápido, pode-se observar a existência da carga residual medida através da instrumentação na estaca; não se tem referência dessa consideração no Método de Williams *et. al.* (1980).

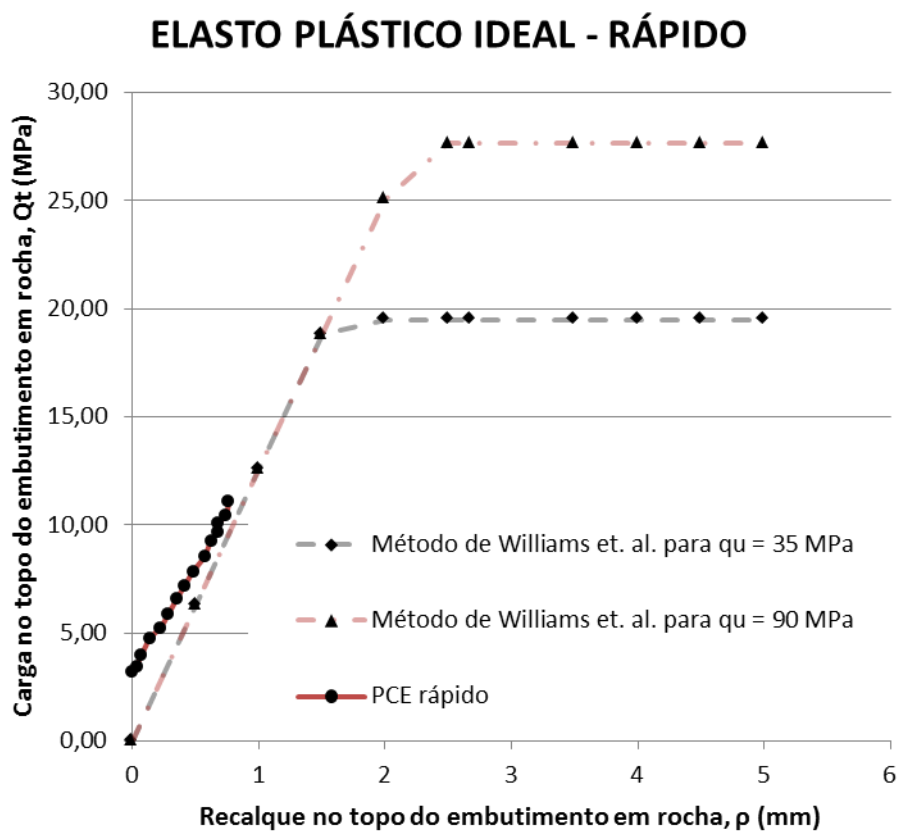
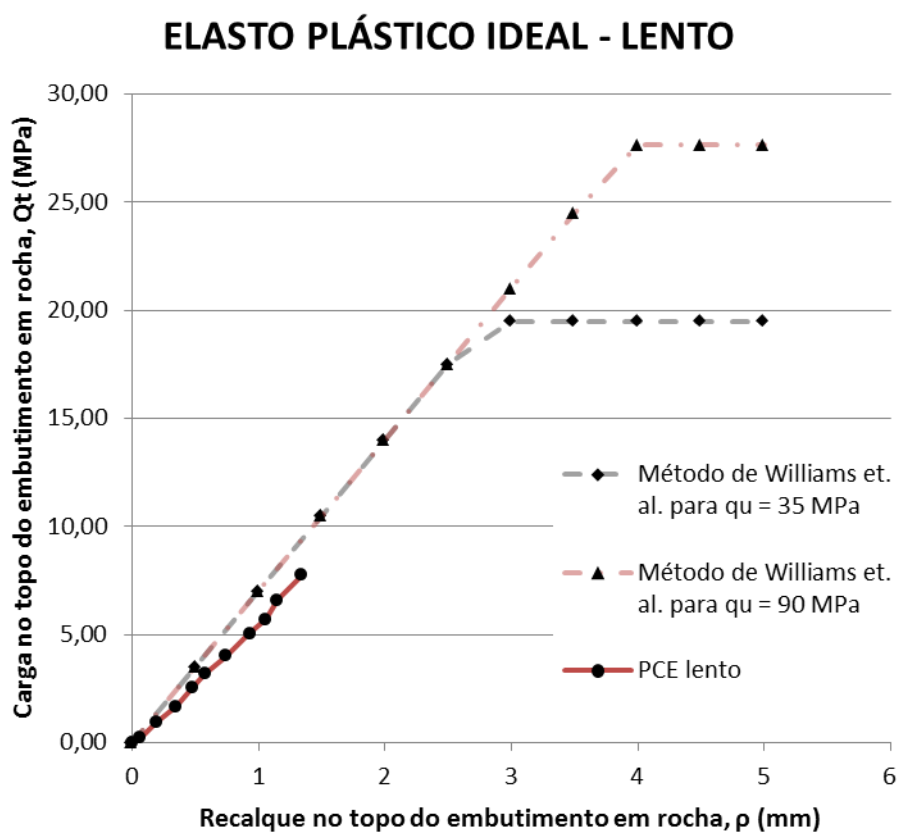


Figura 93 - Curvas carga x recalque no topo do embutimento, modelo elasto-plástico de Williams et. al. (1980).



### 5.6.2 Método de Rowe & Armitage (1987)

Conforme apresentado no capítulo 4.4.2, esses autores apresentaram um método gráfico, mais prático, objetivando a previsão do comprimento do embutimento em rocha, com mobilização da ponta após o esgotamento (ruptura) do atrito lateral na interface estaca-rocha, limitado a rochas com  $q_u$  até 30 MPa.

No caso da estaca teste, as duas condições não foram atendidas completamente: a resistência  $q_u$  é provavelmente maior que 30 MPa e não existe resistência de ponta. Por essa razão, ele não foi aplicado nessa pesquisa.

### 5.6.3 Método de Carter & Kulhawy (1988)

O dimensionamento para embutimentos (rígidos) resistidos apenas por atrito lateral sob carga de compressão foi apresentado no capítulo 4.4.3. Na análise, utilizaram-se os parâmetros obtidos para o ensaio rápido, como o módulo de elasticidade da estaca e a estimativa do módulo de elasticidade do maciço rochoso.

Como este método envolve uma solução analítica, ou seja, uma solução fechada, a previsão de comportamento da estaca barrete teste foi feita a partir de parâmetros: a) obtidos nas retro-análises, feitas anteriormente; e b) adotados com base na literatura técnica.

Portanto, os parâmetros utilizados, medidos ou adotados, foram:

- Tensão cisalhante de ruptura pelo método de Prakoso (2002), equação (23), com  $q_u = 90$  MPa, resultando em  $Q_{max}$  de 36,7 MN.
- Equações de correlação empírica de coesão e atrito, (79) e (80), utilizadas com coeficientes iguais a 0,3 e 0,003, respectivamente;
- Módulo elástico do maciço rochoso ( $E_m$ ) igual a 3482 MPa;
- Módulo elástico da estaca ( $E_c$ ) igual a 23.000 MPa;
- Coeficiente de Poisson da rocha,  $\nu_r$ , 0,20.
- Tensão de resistência a compressão da rocha ( $q_u$ ) igual a 90 MPa;
- Diâmetro equivalente da estaca (B) 1,8 m;
- Perímetro 7,90 m;
- Comprimento de embutimento igual a 1,54 m;
- Pressão atmosférica,  $p_a$ , igual a 101,3 kPa.

Procedeu-se à estimativa da curva carga x recalque, no topo do embutimento, apresentada na figura 94, comparando-a ao resultado obtido na prova de carga estática (PCE) rápida (figura 91).

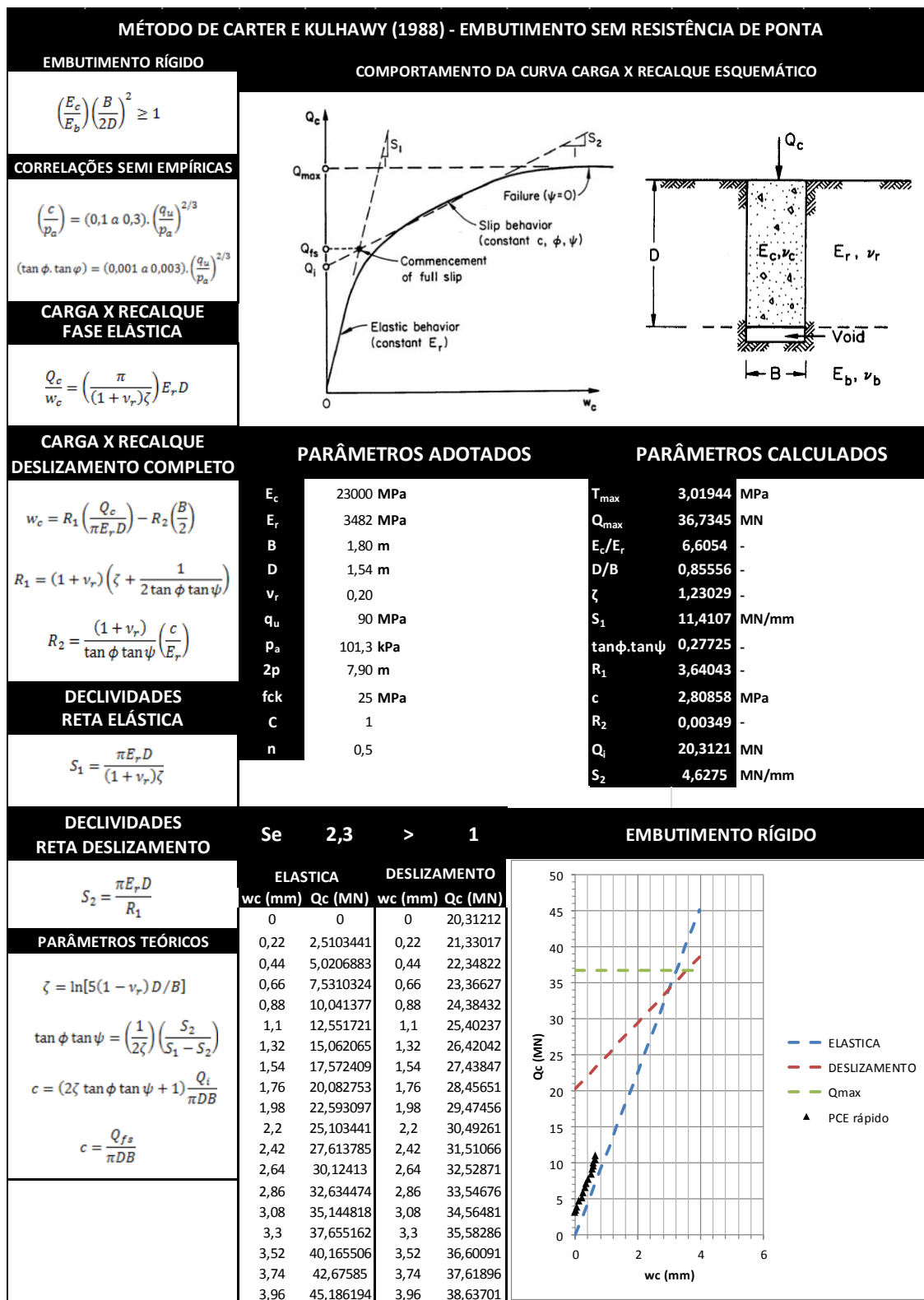


Figura 94 – Dimensionamento da estaca teste embutida em rocha sem resistência de ponta pelo método de Carter & Kulhawy (1988), ensaio rápido.

A diferença de posição das curvas refere-se à carga residual medida no ensaio rápido, porém, a inclinação da reta no trecho supostamente elástico é a mesma.

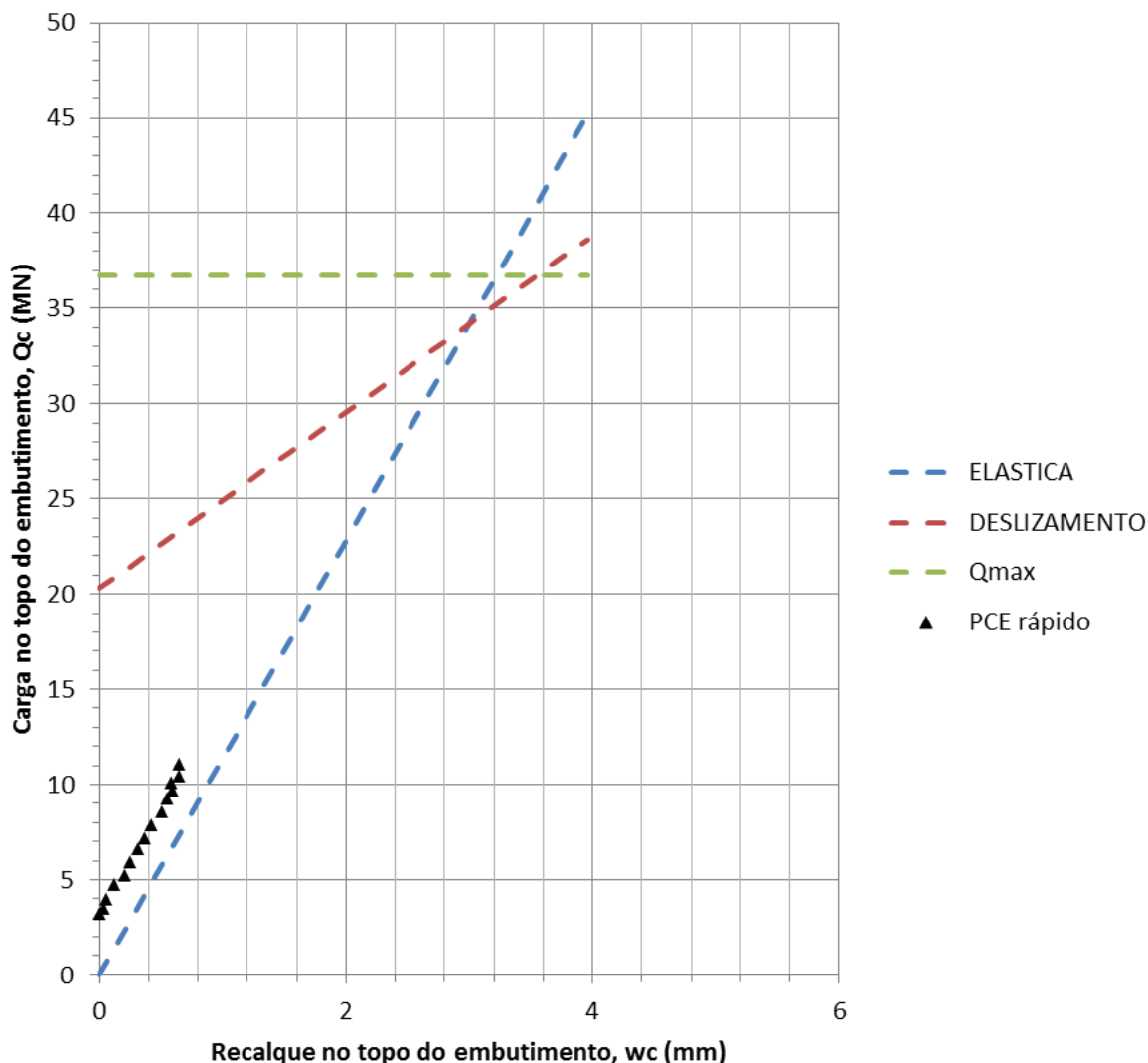


Figura 95 – Curva carga x recalque prevista, com parâmetros do ensaio rápido, pelo método de Carter & Kulhawy (1988).

As três etapas de comportamento previstas pelo modelo, ou seja, a elástica, o deslizamento e a ruptura, estão indicadas na figura 95.

É possível observar que o modelo de previsão proposto direciona a um longo caminho até que se atinja a carga de ruptura de 36,7 MN, associada a um  $f_{su}$  de  $36.700 / (1,54 \times 7,9) \cong 3.000$  kPa e a um recalque de cerca de 3,6 mm. O deslizamento da interface ocorreria para  $w_c$  de aproximadamente 3,00 mm. Além disso, pode-se dizer que o trecho da curva no qual haveria o deslizamento da interface de atrito entre estaca e rocha seria extremamente curto, seguido quase de forma imediata à

ruptura. Como a Prova de Carga Estática não avançou o suficiente para tal comparação, fica a incógnita de qual seria o real comportamento e a suposta tensão ou carga de ruptura. Como já foi citado, o deslocamento máximo medido na prova de carga estática, ensaio rápido, no topo do embutimento, foi de 0,65 mm.

Um indício de que o modelo é consistente em sua previsão, a título de curiosidade (e não se faz necessário detalhe neste trabalho por fugir ao tema principal, como foi mencionado no item 5.1), foi executado um ensaio de carregamento dinâmico após a prova de carga estática rápida. Os resultados indicados, de acordo com os executores, foram de que a estaca barrete teste mobilizou, no último golpe aplicado, resistência de carga vertical correspondente a  $P_o = 27$  MN aproximadamente com recalque  $y_o = 2,46$  mm. Ora, o modelo de Carter & Kulhawy indica (figura 95) que para a carga  $Q_c$  de 27 MN, desconsiderando o solo, tem-se um recalque de  $w_c = 2,37$  mm. Os valores referem-se a aproximações, pois, como foi visto nos capítulos anteriores, o atrito no solo esgotou-se para uma tensão unitária por volta de 53 kPa, correspondente a uma carga de 4 MN.

Finalmente, o valor de 910 kPa, como tensão de atrito lateral medida no ensaio rápido, é praticamente um terço do valor de aproximadamente 3.000 kPa previsto para ruptura pelo método de Prakoso (2002). Se essa tensão for menor, ajustes nas linhas de deslizamento e ruptura poderão ser feitos. Lembra-se que a tensão de ruptura por atrito de uma rocha está intimamente ligada à qualidade da rocha, com considerações da resistência à compressão uniaxial e da quantidade, disposição e forma das fraturas no maciço rochoso.

## 6. CONCLUSÕES

Os dois objetivos principais desta pesquisa foram alcançados, a saber: a) a análise dos dados das provas de carga estáticas (PCE) na estaca barrete teste, incluindo a sua interpretação com base em modelos físicos e matemáticos; e b) as comparações com os métodos de previsão do seu comportamento, com ênfase no trecho de embutimento em rocha.

### 6.1 Análise dos dados das PCE

A investigação geológico-geotécnica executada foi satisfatória: as sondagens à percussão e rotativas foram representativas do local da obra. Entretanto, vale ressaltar que o local da instalação da estaca barrete teste situou-se próximo da sondagem SM 03, cujos testemunhos não foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial. Por isso, a resistência a compressão simples do maciço rochoso ( $q_u$ ) foi estimada com base em correlações com o RQD. De acordo com as sondagens dois limites foram utilizados para o valor de  $q_u$ , ou seja, 35 e 90 MPa, cifras essas que foram utilizadas nas análises, quando pertinente.

A escavação, por equipamentos comuns, avançou mais do que o esperado pela análise da sondagem rotativa SM 03, indicando pouca resistência da rocha, que seria muito alterada, com RQD igual a zero (primeira hipótese) ou a ocorrência de variação no perfil geológico (segunda hipótese). Pela falta de informações detalhadas em campo, a primeira hipótese não pode ser confirmada.

#### 6.1.1 Deslocamentos revelados pela instrumentação do topo da estaca

Pela instrumentação de topo foi possível desenhar as curvas carga x recalque para ambos os ensaios, lento e rápido, notando-se os seguintes detalhes:

- a) Observou-se linearidade no comportamento carga x recalque da estaca nos dois ensaios, lento e rápido, tanto no carregamento quanto no descarregamento. A rigidez encontrada para a estaca, nos ensaios lento e rápido, foram diferentes, com valores aproximados de 4.200 kN/mm e 6.700 kN/mm, respectivamente, com diferença de quase 60 %.

- b) Notou-se um deslocamento permanente de 0,36 mm no ensaio lento, o que poderia indicar uma compressão irreversível das fraturas do maciço rochoso fraturado;
- c) O deslocamento máximo medido no ensaio lento (2,81 mm) foi 32 % maior do que no ensaio rápido (2,13 mm), o que reforça ainda mais a hipótese de acomodação do fuste no maciço rochoso fraturado. Outra hipótese da diferença consiste no tipo de carregamento, ocorrendo influência do efeito “Rüsch”, ou seja, da intensidade e duração do carregamento. Além disso, o menor deslocamento elástico ocorrido no ensaio rápido pode ter relação com a influência da carga residual existente (devido ao carregamento lento anterior), mesmo para cargas no topo mais altas.

#### **6.1.2 Encurtamentos revelados pela instrumentação em profundidade**

Através da instrumentação em profundidade foi possível obter os encurtamentos da estaca e os deslocamentos da ponta fictícia (topo do embutimento em rocha), com os seguintes aspectos notados:

- a) Os dados de encurtamentos totais, isto é, do trecho 1-4, em solo, mostraram-se válidos e conduziram a análises consistentes dos resultados das medições, tanto no ensaio lento quanto no rápido;
- b) O trecho 4-a, referente ao embutimento rochoso, possibilitou também realizar análises consistentes, o que permitiu identificar, com clareza, as cargas transferidas e os deslocamentos ocorridos;
- c) Os valores de encurtamento máximo do fuste foram muito próximos para os carregamentos lento e rápido, por volta de 1,60 mm, porém, para diferentes níveis de carga (12 e 14 MN aproximadamente, respectivamente);
- d) O deslocamento da ponta fictícia (topo do embutimento), medido no ensaio rápido (0,65 mm), foi praticamente metade do correspondente deslocamento no ensaio lento (1,21 mm), o que reforça a hipótese de deformações permanentes (irreversíveis) no maciço rochoso fraturado; e
- e) Notou-se também que o deslocamento da ponta fictícia (topo do embutimento) revelou uma leve tendência de estabilização no ensaio rápido, ou seja, praticamente zerou sua variação com o progressivo aumento de carga a partir do penúltimo estágio de carga (13,55 MN).

### **6.1.3 Transferência de carga revelada pela instrumentação em profundidade**

A instrumentação em profundidade permitiu também determinar a transferência de carga ao longo do fuste. Estimou-se, para isso, o módulo de elasticidade da estaca, com base nas curvas obtidas de  $P_o \times \mu\epsilon$ , conforme modelo desenvolvido por Fellenius (1989). Adotando-se a seção transversal da estaca constante, notou-se que o tipo de carregamento influenciou nos resultados do módulo elástico da estaca, com diferença de quase 10 %, maior no ensaio rápido devido à diferença na velocidade de carregamento.

No solo, para a PCE lenta, o valor do atrito lateral unitário na ruptura foi de 53 kPa, muito próximo da média de 50 kPa estimada pelos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Para a PCE rápida, essa cifra foi de 41kPa. Já os valores de atrito lateral mobilizados no embutimento da estaca na rocha foram de 637 e 910 kPa, para os ensaios lento e rápido, respectivamente. Com essas cifras determinou-se a contribuição da resistência do solo em 34 % da total (solo mais rocha) no ensaio lento e 23 % no ensaio rápido, valores consideráveis e até inesperados de certa forma.

Foi possível determinar, com precisão, a carga residual presa na ponta fictícia (topo do embutimento em rocha), equilibrada pelo atrito negativo (revertido) no trecho em solo. O sucesso dessa estimativa foi devido ao procedimento adotado de não zerar as leituras dos instrumentos no final do descarregamento do ensaio lento, conforme recomendado enfaticamente por Fellenius (2001). A carga residual, indicada no início do ensaio rápido, situou-se em torno de 3.000 kN, ou seja, 25 % da carga máxima aplicada no ensaio lento. No descarregamento do ensaio rápido a carga residual revelou um leve acréscimo, passando a 3.500 kN.

### **6.1.4 Interpretação pelo modelo de Massad (1995 e 2001)**

A interpretação foi muito satisfatória seguindo-se a metodologia de Massad (1995) com modelo matemático que permitiu obter a curva  $P_o \times y_o$  para ambos os ensaios (lento e rápido). O uso das formulações, baseadas nas Leis de Cambefort modificadas, mostrou que a estaca barrete comportou-se como rígida ou "curta", com o desenvolvimento do atrito lateral concomitante com a mobilização da carga na

ponta fictícia; a concordância do modelo com os resultados das PCE, lenta e rápida, foi muito boa. O ajuste realizado no modelo, considerando a origem de 10 kPa na ordenada em vez de zero, mostrou-se coerente, apontando para a necessidade de um modelo matemático mais complexo, com ponto de partida do atrito diferente de zero.

Confirmou-se a existência de carga residual presa na ponta fictícia, correspondente a um fator  $\mu$  de Massad (1995) igual a 1,96. Também foi possível confirmar resultado obtido da instrumentação de que em ambos os ensaios, lento e rápido, não houve esgotamento do atrito lateral do trecho embutido.

Por último, determinaram-se satisfatoriamente valores de encurtamentos e deslocamentos elásticos, comparando-os com os dados do topo. Para o ensaio lento, o deslocamento elástico total do topo (C2+C3), medido pela instrumentação em profundidade, foi 5 % maior do que o obtido pelo cálculo do repique elástico usando o modelo de Massad (2001); para o ensaio rápido essa diferença foi de -8 %.

### **6.1.5 Interpretação do módulo elástico do maciço rochoso, $E_m$**

O módulo elástico do maciço rochoso foi estimado por retro-análise pela metodologia de Carter & Kulhawy (1988), resultando em 1944 MPa e 3482 MPa para os ensaios lento e rápido, respectivamente.

Para comparação, foram feitas estimativas de  $E_m$  através de duas outras análises: a) a primeira, através das formulações de Rowe & Armitage (1984), baseadas apenas na resistência à compressão uniaxial da rocha intacta,  $q_u$ ; e b) a segunda, através das correlações de Serafim & Pereira (1983) e Boyd (1993) baseadas no sistema de classificação de maciços rochosos, RMR, que leva em conta o fraturamento da rocha.

Da primeira análise resultaram valores de  $E_m$  iguais a 1272 e 2040 MPa, para  $q_u=35$  e 90 MPa, respectivamente. Nota-se, portanto, que para  $q_u = 90$  MPa, o valor de  $E_m$  foi 5 % maior que o obtido por retro-análise do ensaio lento, pela metodologia de Carter & Kulhawy (1988).



Da segunda análise, na etapa de classificação do maciço, obtiveram-se dois valores de RMR, representando dois limites: inferior e superior, correspondentes a 30 e 42. Com a proposta de Serafim & Pereira (1983) obteve-se  $E_m$  igual a 3162 e 6310 MPa (RMR 30 e 42 respectivamente) e, com a proposta de Boyd (1993),  $E_m$  igual a 1211 e 4278 MPa. Caso o valor de RMR fosse 40, o valor de  $E_m$  obtido pela proposta de Boyd (1993) seria 3563 MPa, 2 % menor do que a cifra 3482 MPa indicada pela retro-análise do ensaio rápido; para se atingir esse mesmo resultado pela proposta de Serafim & Pereira (1983), o valor de RMR deveria ser 32.

Através da hipótese de fechamento das fraturas do maciço rochoso após o carregamento lento da PCE, é possível conjecturar que o valor de  $E_m$ , obtido a partir da retro-análise do ensaio rápido pela metodologia de Carter & Kulhawy (1988), tenderia ao valor de  $E_r$ , ou seja, ao módulo elástico da rocha intacta.

Isso pode ser validado a partir das correlações apresentadas na literatura, de que, para RQD da ordem de 85 %, o valor de  $E_m/E_r$  seria, em média, de 0,50. Ora, a relação  $E_{m\_lento} / E_{m\_rápido}$  foi igual a  $1944/3482 = 0,56$ .

## **6.2 Comparações com os métodos de previsão de comportamento**

Apesar dos métodos de previsão de comportamento para estacas embutidas em rocha aplicarem-se, principalmente, a rochas brandas sedimentares (devido ao local de estudo de cada método), considerou-se válida as comparações realizadas. Há que se ressaltar o fato dos métodos consistirem na previsão de comportamento para estacas circulares, ou seja, na qual a relação entre área e perímetro varia linearmente à taxa de 25 %. Para a estaca barrete teste, a razão entre área e perímetro resulta em ~ 32 %, ou seja, um perímetro maior para a mesma área do diâmetro equivalente. Logo, a utilização deste diâmetro equivalente (e seu perímetro equivalente) pode incorrer em diminuição de capacidade.

Entretanto, como não se escolheu propor, nesta pesquisa, uma análise da influência da geometria na seção da estaca, corrigiu-se, quando possível, o perímetro da estaca barrete teste nos métodos de Williams *et. al.* (1980) e Carter & Kulhawy (1988), tomando o perímetro real, ou seja, 7,90 m.

Adiante, seguem as considerações referentes a cada método.

### 6.2.1 Método de Williams *et. al.* (1980)

Apesar de ser fundamentada em correlações empíricas através de ensaios realizados em rochas brandas sedimentares de Melbourne, na Austrália, a metodologia proposta pelos autores, além de interessante, abre margem a novos estudos para rochas brasileiras. O mesmo procedimento poderia ser adotado para ensaios realizados em diferentes locais do Brasil, comparando-os, e criando uma base de dados normalizada que auxilie os projetistas em suas escolhas.

Foi possível estimar pela proposta de Williams *et. al.* (1980) a tensão de ruptura correspondente à tensão de compressão da rocha, numa análise comparativa entre limites superior (90MPa) e inferior (35MPa). A tensão  $f_{su}$  foi de 2270 kPa, para o limite superior, e de 1600 kPa, para o limite inferior.

Utilizando os módulos elásticos do maciço rochoso ( $E_m$ ), obtidos por retro-análise com base na equação de Carter & Kulhawy (1988), as curvas de carga x recalque no topo do embutimento, previstas pelo Método de Williams *et. al.* (1980), mostraram boa concordância com os resultados das PCE, lenta e rápida, no trecho linear.

Ademais, foi possível observar que: a) a inclinação das retas no regime elástico independe da resistência da rocha,  $q_u$ ; as diferenças observadas entre os ensaios, lento e rápido, são devidas aos diferentes módulos elásticos  $E_m$ ; b) a consideração dos dois limites de  $q_u$  (inferior de 35MPa e superior de 90MPa) influencia apenas as tensões cisalhantes de ruptura e as magnitudes dos recalques a elas associados; e c) na curva medida do ensaio rápido pode-se observar a existência da carga residual presa na ponta fictícia da estaca, não havendo referência à sua consideração no Método de Williams *et. al.* (1980).

### 6.2.2 Método de Rowe & Armitage (1987)

No caso da estaca teste, as duas condições para a aplicação desse método não foram atendidas completamente. Primeiro, a resistência  $q_u$  considerada nas análises, a saber, valores de  $q_u$  de 35 e 90 MPa, são maiores do que 30 MPa, limite estabelecido por esses autores. E, segundo, não existe resistência de ponta, face ao uso de isopor na base da estaca barrete teste. Por essa razão, o Método de Rowe & Armitage (1987) não foi aplicado nessa pesquisa.

### 6.2.3 Método de Carter & Kulhawy (1988)

Com base na solução analítica fechada, proposta por esses autores, e usando tanto parâmetros obtidos por retro-análise da instrumentação (como os valores de  $E_m$  e  $E_c$ ) quanto parâmetros adotados com base na literatura técnica, foi possível construir a curva carga x recalque do topo do embutimento, que se mostrou satisfatória na comparação com a curva medida no ensaio rápido. Há que se ressaltar apenas que não há referência no modelo sobre a inclusão da carga residual, que de fato ocorreu na PCE rápida.

A curva prevista pelo método de Carter & Kulhawy (1988) mostra uma carga de ruptura de 36,7 MN, correspondente a  $q_u$  igual a 90 MPa na equação de Prakoso (2002). Essa carga está associada a um  $f_{su}$  de  $36.700/(1,54 \times 7,9) \cong 3.000$  kPa e a um recalque de cerca de 3,6 mm. Ademais, o deslizamento da interface ocorreria para  $w_c$  aproximadamente 3,00 mm. Até este deslocamento, a previsão obtida situou-se no regime supostamente elástico. O deslocamento máximo medido no topo do embutimento na PCE, ensaio rápido, foi de 0,65 mm e o máximo atrito lateral mobilizado na rocha foi de 910 kPa, praticamente 1/3 do valor de  $f_{su} \cong 3.000$  kPa.

### 6.3 Considerações Finais

A pesquisa foi conduzida a bom termo, tanto no que se refere às medições feitas no topo da estaca barrete teste quanto ao longo do seu fuste, o que permitiu estimar o atrito lateral unitário mobilizado no trecho de embutimento na rocha. Mostrou também que o maciço rochoso, fraturado, comportou-se diferentemente no carregamento rápido, subsequente ao carregamento lento, provavelmente face ao fechamento irreversível das fraturas.

Finalmente, a aplicação dos métodos de análise disponíveis na literatura mostrou-se ser útil e eficaz, confirmando, em vários aspectos, as medições de campo. E isso apesar de algumas dificuldades encontradas, como, por exemplo, a forma da seção transversal da estaca barrete, não contemplada por seus autores, além do fato das PCE não terem atingido a ruptura.

## 6.4 Propostas para pesquisas futuras

Conforme já citado anteriormente, as provas de carga tornaram-se mais comuns nos últimos anos no Brasil, principalmente por critérios de recomendação normativa. Este fato permitirá avaliar a potencialidade de retro-análise dos métodos disponíveis na literatura e abrem novos campos de pesquisa para a sua adequação à realidade, ou até mesmo, à proposição de novos métodos.

Entretanto, sabe-se que para estacas embutidas em rocha, a base de dados é ainda escassa em nosso país, e a utilização de métodos de previsão de comportamento mais conservadores predominam. Por isso, pode-se perceber que com o aumento progressivo de ensaios e de provas de carga estáticas em estacas projetadas para transmitir carga à interface estaca-rocha e à ponta, uma nova linha de pesquisa se abre, podendo-se aplicar algumas das metodologias apresentadas nesta pesquisa para situações tipicamente brasileiras. Como exemplo, pode-se refazer o método apresentado por Williams *et. al.* (1980), assim como os ensaios desenvolvidos em laboratório por Williams (1980), avaliando-se o desenvolvimento de tensões normal e cisalhante, assim como dilatações que ocorram nesta interface.

Novamente, com uma maior base de dados, seria possível desenvolver correlações empíricas brasileiras, entre o atrito lateral unitário máximo ( $f_{su}$ ) e o módulo elástico do maciço rochoso ( $E_m$ ) com a resistência à compressão de amostras das rochas ( $q_u$ ). Isso poderia ser feito para diferentes locais, em diferentes tipos rochas e de estacas, ou até mesmo, num mesmo local com diferentes tipos de estacas, para variar faixas de  $q_u/p_a$ .

Também se pode perceber a deficiência de todos os métodos apresentados nesta pesquisa em se prever o comportamento de estacas não-circulares, sejam elas barretes, ou em cruz; não há qualquer referência sobre o assunto. Enfim, essa e outras deficiências poderiam ser superadas através de análises de casos de obras, especificamente brasileiros.

## 7. REFERÊNCIAS

- ABNT. (2001, Fevereiro). NBR 6484. *Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- ABNT. (2002). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*.
- ABNT. (2006). NBR 12131. *Estacas - Prova de Carga Estática - Método de Ensaio*.
- ABNT. (2006). NBR 5629. *Execução de tirantes ancorados no terreno*.
- ABNT. (2008). NBR 8522. *Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*.
- ABNT. (2010, Outubro). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*.
- Alonso, U. (1997). *Provas de Carga em Estacas - Evolução dos Ensaios e das Normas*. São Paulo: ABMS.
- Aoki, N., & Velloso, D. (1975). An approximate method to estimate the bearing of piles. *Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 367-376). Buenos Aires.
- ASTM D1143. (2013). Standard Test Method for Deep Foundations under Static Axial Compressive Load. *American Society for Testing and Materials, Annual book of Standards*. Philadelphia: ASTM.
- ASTM D3689. (2007). Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load. *American Society for Testing and Materials, Annual book of Standards*. Philadelphia: ASTM.
- Barbosa, J., Gomes, L., Dominguez, J., Cruz, S., & Souza, J. (2005). Petrografia e Litogeoquímica das rochas da parte oeste do alto de Salvador- BA. *Revista Brasileira de Geociências*, 9-22.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear stress criterion for rock joints. In *Engineering Geology* (Vol. 7, pp. 287-882).

- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech VI*, (pp. 189-239).
- Bell, F. (1983). *Engineering properties of soils and rocks*. Butterworths.
- Bieniawski, Z. (1976). Rock mass classification in rock engineering. *In Exploration for rock engineering, proc. of the symp.*, (pp. 97-106). Cape Town: Balkema.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. New York.
- Boresi, A. (1965). *Elasticity in engineering Mechanics*. New Jersey: Prentice Hall Inc.
- Boyd, R. (1993). Elastic properties of jointed rock masses with regard to their rock mass rating value. *Engineering Geology of Weak Rock*, (pp. 329-336). Rotterdam.
- British Standards Institution. (1981). BS 5930. *Code of practice for site investigation*. BSI.
- Broms, B. (1972). Bearing Capacity of Cyclically Loaded Piles. *Preliminary Report - No.44, Swedish Geotechnical Institute*. Stockholm, Sweden.
- Carter, J., & Kulhawy, F. (1988). Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock. *Report EL-5918*. Palo Alto: Electric Power Research Institute.
- Casagrande Group. (2013, Dezembro 14). Retrieved from [www.casagrandegroup.com](http://www.casagrandegroup.com)
- Chen, W., & Lian, D. (2000). *Bridge Engineering Handbook*. New York: Wai-Fah Chen and Lian Duan.
- Chiossi, N. (2013). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Coon, R., & Merritt, A. (1970). Predicting in situ modulus of deformation using rock quality indices. *ASTM STP 477*, pp. 154-173.
- Davisson, M. (1972). High Capacity Piles. *Proceedings ASCE Lecture Sections - Innovations in Foundation Construction*.

- Décourt, L. (1995). On the Load-Settlement Behavior of Piles. *Solos e Rochas*, 93-112.
- Décourt, L. (2002). *SPT, SPT-T A Prática Brasileira: Vantagens, Limitações e Críticas*. São Paulo: ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.
- Décourt, L. (2008). Provas de Carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. *SEFE VI - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, (pp. 221-245).
- Décourt, L. (2013, Novembro). Provas de Carga - Algumas Ponderações. São Carlos, SP: Universidade de São Paulo - Encontro de Fundações.
- Décourt, L., & Quaresma Filho, A. R. (1991). The SPT-CF, An Improved SPT. *Anais do SEFE II, I*, pp. 106-110. São Paulo.
- Décourt, L., & Quaresma, A. (1978). Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. *Proc. of VI COBRAMSEF*, (pp. 45-53). Rio de Janeiro.
- Deere, D., Hendron, A., Patton, F., & Cording, E. (1967). Design of surface and near surface construction in rock. *Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. rock* (pp. 237-302). New York: C. Fairhurst.
- Fellenius, B. (1975). Test loading of piles. Methods, interpretation and new proof testing procedure. *ASCE 101 (GT9)*, (pp. 855-869).
- Fellenius, B. (1980). The analysis of results from routine pile load tests. *Ground Engineering*, 13, 19-31.
- Fellenius, B. (1989). Tangent Modulus of piles determined from strain data. *American Society of Civil Engineers - ASCE*, pp. 500-510.
- Fellenius, B. (2001). Determining the True Distributions of Load in Instrumented Piles. *American Society of Civil Engineers, ASCE - International Deep Foundation Congress, An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance* (pp. 1455-1470). Orlando, Florida: M.W. O'Neill and F.C. Townsend.

- Fellenius, B. (2001). From Strain Measurements to Load in a Instrumented Pile. *Geotechnical News Magazine*, 35-38.
- Fellenius, B. (2011). *Basics of Foundation Design*. Sidney, British Columbia, Canada: Eletronic Edition.
- Ferreira, A. (1985). Efeito da velocidade de carregamento e a questão dos recalques de estacas em provas de carga. *Dissertação (Mestrado)*. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ.
- Fiori, A., & Carmignani, L. (2009). *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas*. Curitiba: UFPR.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., & Elson, K. (2009). *Pilling Engineering* (3rd edition ed.). New York: Taylor & Francis.
- Francisco, G. (2004). Estudo dos efeitos de tempo em estacas de fundação em solos argilosos. *Dissertação (Doutorado)*. Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ.
- Gannon, J., Masterton, G., Wallace, W., & Wood, D. (1999). *Piled foundations in weak rock*. London: Ciria.
- Garneau, R., & Samson, L. (1974). A device for the Constant Rate of Penetration Test for Piles. *Canadian Geotechnical Journal vol II*, pp. 298-302.
- Geological Society Engineering Group Working Party Report. (1995). The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. 28, 207-242.
- Giannini, P. (2009). Depósitos e Rochas Sedimentares. In *Decifrando a Terra* (pp. 286-304).
- Hachich, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C. C. e Niyama, S. (1998). *Fundações, Teoria e Prática - ABMS e ABEF*, 2ª Edição, Pini, 753 páginas.
- Hobbs, N. (1974). Factors affecting the prediction of settlement of structures on rock with particular reference to the Chalk and Trias. *Settlement of Structures - Conference British Geotechnical Society at Cambridge*, (pp. 579-654). London.



- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Retrieved 10 04, 2012, from Site Rocscience:  
[http://www.rocscience.com/hoek/pdf/Practical\\_Rock\\_Engineering.pdf](http://www.rocscience.com/hoek/pdf/Practical_Rock_Engineering.pdf)
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Instn Min. Metall.
- Hoek, E., Kaiser, P., & Bawden, W. (1993). *Support of underground excavations in hard rock*.
- Horvath, R. (1978). Field Load Test data on concrete-to-rock bond strenght for drilled pier foundations. *Publication 78-07*. Toronto: Univ. of Toronto.
- Horvath, R. (1980). Research project report on load transfer system for rock socketed drilled pier foundations. *For the National Research Council of Canada*, (pp. DSS file no. I0X5.31155-9-4420).
- Horvath, R., & Kenney, T. (1979). Shaft resistance of rock socketed drilled piers. *Symposium on Deep Foundations* (pp. 182-214). Atlanta: F. M. Fuller.
- Horvath, R., Kenney, T., & Kozicki, P. (1983). Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, pp. 758-772.
- Hudson, J. (1989). *Rock mechanics principles in engineering practice*. London: CIRIA - Butterworths.
- ICE. (2007). *Specification for Piling and Retraining Walls*. 2. London: Thomas Telford.
- ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Journal of Rock Mechanics*, (pp. 319-368).
- Johnston, I., & Lam, T. (1989). Shear behaviour of regular triangular concrete/rock joints analysis. *ASCE - Journal of Geotechnical Engineering*, 115, pp. 711-727.

- Johnston, I., Williams, A., & Chiu, H. (1980). Properties of soft rock relevant to socketed pile design. *International Conference on Structural Foundations on Rock*. Sydney, A. A. Balkema, Netherlands.
- Kulhawy, F. (1978, Feb.). Geomechanical Model for Rock Foundation Settlement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, pp. 211-227.
- Kulhawy, F., & Phoon, K. (1993). Drilled shaft side resistance in clay soil to rock. *Proc. Conf. on design and performance of deep foundations: piles and piers in soil and soft rock*. 38, pp. 172-183. ASCE Geotechnical Special Publication.
- Kulhawy, F., Prakoso, W., & Akbas, S. (2005). Evaluation of Capacity of Rock Foundation Sockets. *American Rock Mechanics Association- The 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS): Rock Mechanics for Energy, Mineral and Infrastructure Development in the Northern Regions*.
- Ladanyi, B., & Archambault, G. (1970). Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass. *Proc. 11 th Symp. on Rock Mech.*, (pp. 105-125). Amsterdam.
- Leonards, G., & Lovell, D. (1979). Interpretation of Load Tests in High Capacity Driven Piles. *Behavior of Deep Foundations* (pp. 388-415). Raymond Lundgren: ASTM.
- Loadtest*. (2014, Janeiro 04). Retrieved Janeiro 04, 2014, from [www.loadtest.com](http://www.loadtest.com)
- Long, M. (2000). Skin friction for piles socketed in hard rock. *Proc. Geo Eng.* Melbourne Australia.
- Lopes , F. (1985). Lateral resistance of piles in clay and possible effect of loading rate. *Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas*, (pp. 53-68). Porto Alegre.
- Lopes, F. (1979). *The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method*. London: PhD Thesis - University of London.
- Lutton, R., Banks, D., & Strohm, W. (1979). Slides in the Gaillard Cut, Panama Canal Zone. *Rockslides and Avalanches*, 151-224.

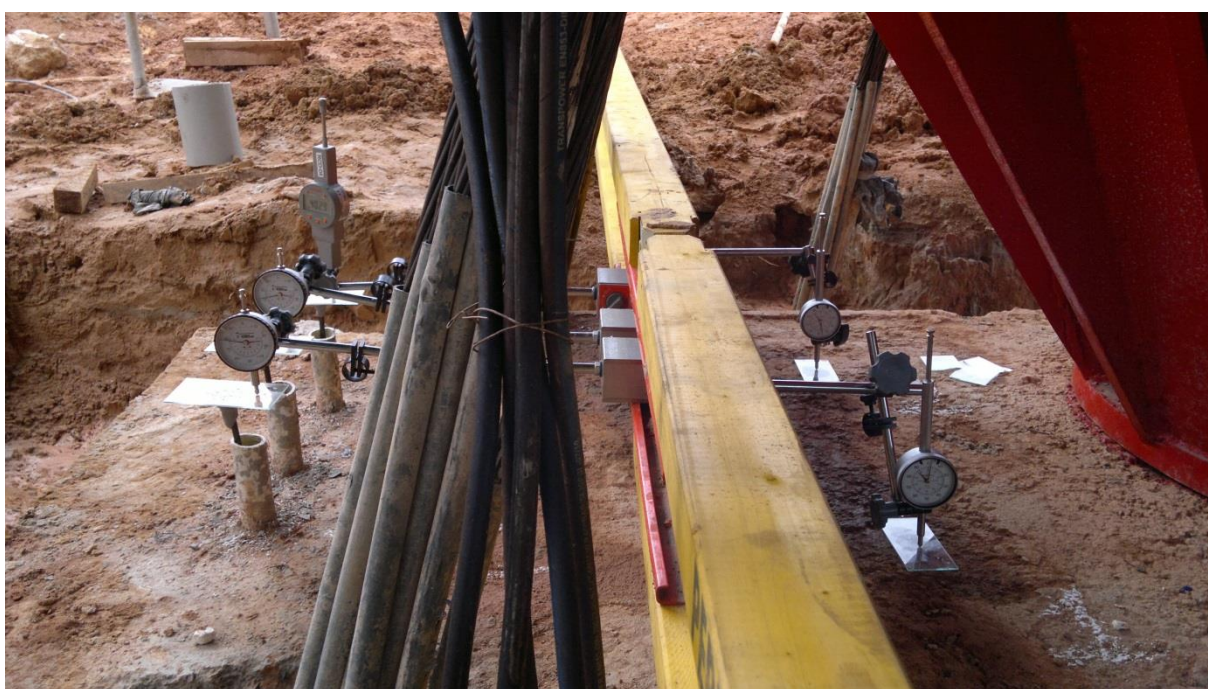
- Massad, E. (1985). Provas de Carga e Acompanhamento de Recalques. *SEFE I*, (pp. 9-72).
- Massad, F. (1995). The analysis of piles considering soil stiffness and residual stresses. *X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, (pp. 1200-1210). Guadalajara, México.
- Massad, F. (2001). On the use of the elastic rebound to predict pile capacity. *15th Internation Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (pp. 959-963). Londres: Balkema.
- Massad, F., & Winz, H. (2000). Capacidade de Carga em Estacas Verticais: Influência da Velocidade de Carregamento em Provas de Carga. *IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia* (pp. 177 - 190). São Paulo: ABEF, ABMS.
- Meigh, A., & Wolski, W. (1979). Design parameters for weak rock. *In Proceedings 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 59-79). London: British Geotechnical Society.
- Menezes, J. Q., & Lima, C. R. (2012). *Apontamentos FEUP - Geologia de engenharia*. Porto: FEUP.
- Mohan, D., Jain, G., & Jain, M. (1967). A new approach to load tests. *Geotechnique*, 17, pp. 274-283.
- New York Department of Transportation. (1974). Static Load Test Manual. *N.Y DOT* (p. 35 pp.). New York: Soil Mech Bureau- Soil Control Procedure SCP4/74.
- O'Neill, M., & Reese, L. (1999). Drilled shafts: construction procedures and design methods. *Report FHWA-IF-99-025*. Federal Highway Administration.
- Osterberg, J. (1989). New Load Cell Testing Device. *Proceedings - 14th Annual Conference* (pp. 17-28). Deep Foundations Institute.
- Palmström, A. (1982). The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proc. 4th Congr. Int. Assn. Engng. Geol.*, (pp. 221-228). Delhi.

- Pells, P. (1979). Investigation into the allowable loadings for bored piles founded on Hawkesbury sandstone. *Univ. of Sydney, School of Civil Engineers*, (p. Investigation Report nro s243).
- Pells, P. (1999). State of Practice for the design of Socketed Piles in Rock. *Proceedings, 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, (pp. 307-327). Hobart.
- Pells, P., Rowe, R., & Turner, R. (1980). An experimental investigation into sideshearfor socketed piles in sandstone. *Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock*, (pp. 291-302). Sydney.
- Poulos, H., & Davis, E. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley and Sons.
- Prakoso, W. (2002). Reliability-based design of foundations in rock masses. *PhD Dissertation*. Cornell University.
- Ranzine, S. (1988). SPTF. *Revista Solos e Rochas vol 11*, 29-30.
- Reese, L., & O'Neill, M. (1988). Drilled shafts: construction procedures and design methods. *Report FHWA-HI-88-042*. Federal Highway Administration.
- Rosenberg, P., & Journeaux, N. (1976). Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. *Canadian Geotechnical Journal*, 13, pp. 324-333.
- Rowe, R., & Armitage, H. (1984). Design of piles socketed into weak rock. *Report GEOT 11-84*. London: Univ. of Western Ontario.
- Rowe, R., & Armitage, H. (1987). A design method for drilled piers in soft rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, pp. 126-142.
- Rowe, R., & Armitage, H. (1987). Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 24.
- Rüsch, H. (1960). Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 1-28.

- Serafim, J., & Pereira, J. (1983). Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski. *Symposium of Engineering Geology and Underground Construction* (pp. 33-42). Lisbon: Portugal.
- Silva, P. (1986). Célula expansiva hidrodinâmica - uma nova maneira de executar provas de carga. *CBMSEF*, 6, pp. 223-241. Porto Alegre.
- Swedish Pile Commission. (1970). Recommendations for pile driving test and routine test loading of piles . *Comm. on Pile Research* (p. 35 pp.). Stockholm: Royal Sw. Acad. of Engng. Sciences.
- Teixeira, W., Toledo, M., Fairchild, T., & Taioli, F. (2000). *Decifrando a Terra*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Terzaghi, K. (1942). Discussion on the Progress Report of the Committee on Bearing Capacity of Pile Foundation. *ASCE Proceedings*, 311-323.
- Terzaghi, K. (1946). Rock defects and loads on tunnel supports. *Rock tunneling with steel supports* (pp. 17-99). Youngstown, OH: R. V. Proctor and TL. White.
- Tomlinson, M. (1977). *Preface to Proc. Conf. on Piles in Weak Rock*. London: ICE.
- Tomlinson, M. (2008). *Pile Design and Construction Practice* (5th ed.). London: E & FN Spon.
- Velloso, D., & Lopes, F. (2010). *Fundações: critério de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Velloso, D., Aoki, N., Lopes, F., & Salamoni, J. (1975). Instrumentação simples para prova de carga em tubulões e estacas escavadas. *Simpósio sobre Instrumentação de campo em Engenharia de Solos e Fundações* (pp. 269-279). Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ.
- Weele, A. (1957). A Method of Separating the Bearing Capacity of a Test Pile into Skin Friction and Point Resistance. *hoceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2*, (pp. 76-80). London, England.

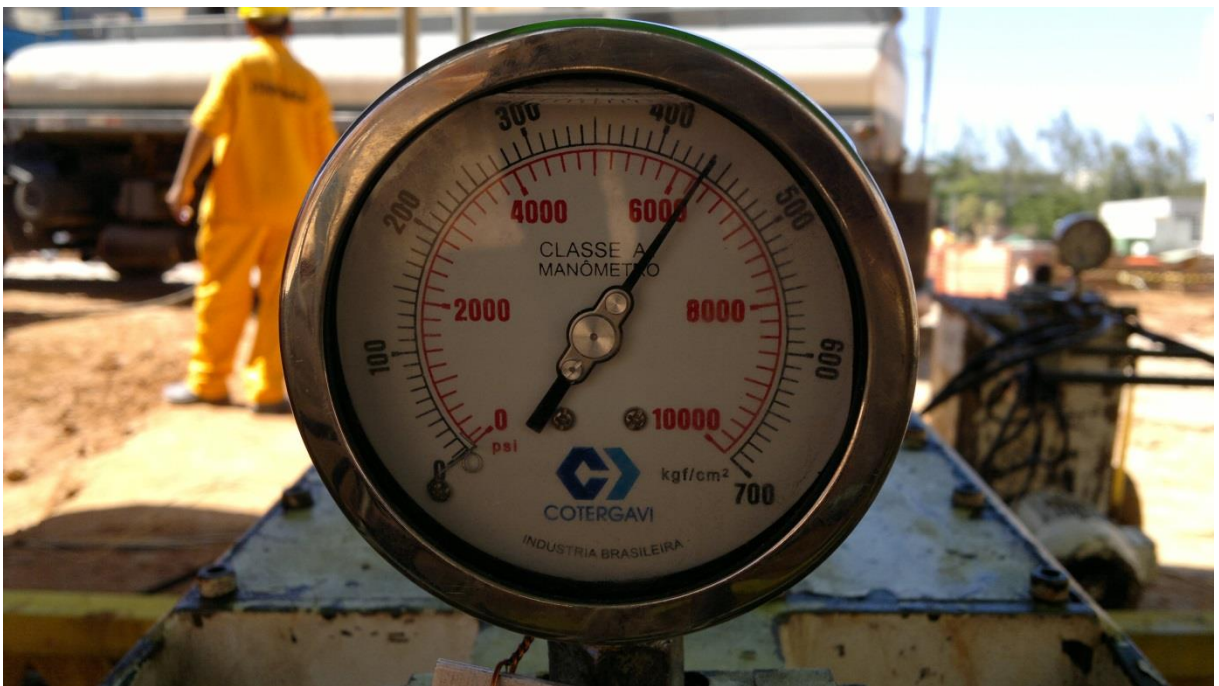
- Whitaker, T. (1957). Experiments with model piles in groups. *Geotechnique vol. 7*, pp. 147-167.
- Whitaker, T. (1963). The Constant Rate of Penetration Test for the Determination of the Ultimate Bearing Capacity of a Pile. *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, (pp. 119-123). London, England.
- Whitaker, T., & Cooke, R. (1961). A new approach to pile testing. *ICSMFE 5*, (pp. 171-176). Paris.
- Williams, A. (1980). Principles of side resistance development in rock socketed piles. *3rd Australian - New Zealand Conference on Geomechanics*. Wellington, N.Z.
- Williams, A. (1980). *The design and performance of piles socketed into weak rock*. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne, Australia.
- Williams, A., Donald, I., & Chiu, H. (1980). Stress distributions in rock socketed piles. *International Conference on Structural Foundation on Rock*. Sydney, A.A. Balkema, Netherlands.
- Williams, A., Johnston, I., & Donald, I. (1980). Design of socketed piles in weak rock. *In Structural Foundations on Rock* (pp. 327-347). Rotterdam: Balkema: P.J.N. Pells.
- Zhang, L., & Einstein, H. (1988). End bearing capacity of drilled shafts in rock. *Journal Geotechnical Engineering - ASCE*, pp. 574-584.
- Zhang, L., & Einstein, H. (1999). Closure to "end bearing capacity of drilled shafts in rock". *Journal Geotechnical Engineering*. 125, pp. 1109 - 1110. ASCE.
- Zhang, L., & Einstein, H. (2000). Estimating the deformation modulus of rock masses. *Pacific Rocks 2000, Proc. 4th North American Rock Mech. Symp.*, (pp. 703-708). Seattle, WA.

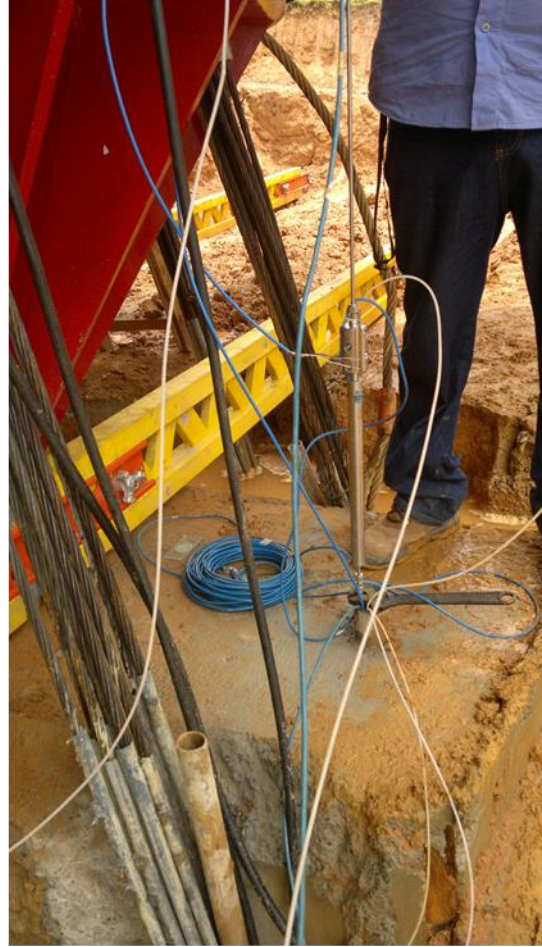
## ANEXO A – EXECUÇÃO E MONTAGEM DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA











## ANEXO B – CANTEIRO DE OBRAS





