

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MYCKELLE MICHELY DA SILVA FERREIRA

**CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA E ANÁLISE DE ESTACAS RAIZ
PARCIALMENTE EMBUTIDAS EM MACIÇO ROCHOSO –
PETROQUÍMICA SUAPE**

RECIFE

2017

MYCKELLE MICHELY DA SILVA FERREIRA

**CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA E ANÁLISE DE ESTACAS RAIZ
PARCIALMENTE EMBUTIDAS EM MACIÇO ROCHOSO –
PETROQUÍMICA SUAPE**

Dissertação apresentada à Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

RECIFE

2017

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

- F383c Ferreira, Myckelle Michely da Silva.
- Classificação geomecânica e análise de estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso – Petroquímica Suape / Myckelle Michely da Silva Ferreira. – 2017.
- 248 folhas, il., gráfs., tabs.
- Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.
- Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.
- Inclui Referências e Apêndice.
1. Engenharia Civil. 2. Maciço rochoso. 3. Sistema RMR. 4. Estaca raiz. 5. Capacidade de carga. I. Coutinho, Roberto Quental. (Orientador). II. Título.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA E ANÁLISE DE ESTACAS RAIZ PARCIALMENTE
EMBUTIDAS EM MACIÇO ROCHOSO – PETROQUÍMICA SUAPE

Defendida por

Myckelle Michely da Silva Ferreira

Considera a candidata APROVADA

Recife, 31 de agosto de 2017

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho
(orientador)

Prof. Dr. Aarão de Andrade Lima - UFCG
(examinador externo)

Prof. Dr. Faiçal Massad – USP
(examinador externo)

Prof. Dr. Paulo Gustavo Cavalcante Lins – UFBA
(examinador externo)

Dedico este trabalho a meus pais,
Maria Quitéria e Miguel Ferreira,
pela compreensão e apoio em
todas as etapas desse sonho.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, gostaria de agradecer a Deus pela sua infinita bondade e compaixão demonstradas ao longo de minha vida. Foi à certeza de seu amor irrestrito que me fez enfrentar as dificuldades com coragem e jamais desistir dos meus sonhos.

Aos meus pais, as pessoas que merecem todo o meu respeito e admiração. Agradeço ao meu querido pai, Miguel, pelo apoio incondicional e por ser meu exemplo de integridade, comprometimento e honestidade. A minha querida mãe, Quitéria, por sempre acreditar em meu potencial e por ser meu exemplo de persistência, entusiasmo e sensibilidade.

Ao meu orientador Roberto Quental Coutinho, o qual admiro profundamente, pela confiança a mim depositada e pelos preciosos ensinamentos transmitidos na elaboração desse trabalho.

A Universidade Federal de Pernambuco, pelo suporte e ensino de qualidade.

A todos os professores da Pós-Graduação que contribuíram para a minha formação, obrigada pela paciência e por sempre estarem dispostos a ajudar. Em especial, deixo registrado o meu agradecimento ao professor Robson Lima por todo o apoio e pela generosidade para comigo.

A todos os amigos que me acompanharam durante o mestrado, em especial aos amigos, Fernando Mellia, Jéssica Barros, Nina Rosa e Tahyara Barbalho. As companheiras de temática, as meninas de rocha, Marília Dantas e Denise Sasaki.

As minhas amigas de república que durante esses dois anos de amizade sempre estiveram presentes com palavras e atitudes generosas, Aglair Cardoso, Elda Simone, Iracema Moura e Hyerca.

Às minhas amigas de Alagoas, em especial a minha grande amiga e fonte de inspiração, Jéssica Beatriz, que assim como eu, teve a honra de fazer um mestrado

A Mario Roberto, que acompanhou os momentos finais, porém decisivos de minha jornada no mestrado. Muito obrigada por todo o amor e dedicação demonstrados em todos os seus atos.

À secretaria do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela paciência e pelos serviços prestados.

Ao grupo GEGEP/UFPE pelo suporte oferecido durante toda a conclusão desse trabalho.

Ao CNPq, pela concessão da bolsa, a qual foi imprescindível para o desenvolvimento e conclusão dessa pesquisa.

E a todos que contribuíram direta e indiretamente para a realização deste trabalho.

Ainda que eu tenha o dom de profecia e saiba de todos os mistérios e todo o conhecimento, e tenha uma fé de mover montanhas, se não tiver amor, nada serei.

I Coríntios.

RESUMO

Este trabalho, a partir do programa de investigação geológico-geotécnico realizado na PetroquímicaSuape, apresentou a classificação geomecânica do maciço rochoso, pela versão de 1989 do sistema RMR, para o caso específico de fundações, através da descrição de testemunhos de sondagem. Por meio da classificação do maciço rochoso, com a metodologia apresentada, foram encontrados valores estimados para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, e por correlação, o módulo de elasticidade. Com relação a análise da capacidade de carga de estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso, foi feito um estudo comparativo entre a capacidade de carga obtida pela aplicação de métodos empíricos e semi-empíricos, com os resultados adquiridos em três provas de carga estática. Como resultados, tem-se que, o maciço rochoso da PetroquímicaSuape é composto por uma matriz de riolito, material intermediário entre o riolito e o traquito e por basalto. Da aplicação do sistema RMR, verifica-se que a qualidade do maciço rochoso está situada entre as classes III (regular) e IV (pobre), com peso variando entre $22 \leq RMR \leq 56$. O módulo de elasticidade estimado através das correlações com o sistema RMR varia entre 2 a 12 GPa. Da avaliação dos métodos de estimativa da capacidade de carga das estacas, verifica-se que, a aplicação do método de Espanha (2011) juntamente com a consideração da resistência lateral do trecho em solo, proporcionou bons resultados, com uma diferença percentual entre a carga de ruptura obtida pela interpretação da prova de carga, de -28% a -17%. O método de Hovarth (1978) quando associado aos métodos de Décourt-Quaresma (1978;1996), Aoki-Velloso (1975) e Cabral (1986), resultou em valores de capacidade de carga razoavelmente próximos da carga de ruptura das estacas E25, E100 e E110, com diferenças percentuais de -3% a + 30%. Com relação ao método de Cabral e Antunes (2000) as estimativas da capacidade de carga foram mais conservadoras. Por outro lado, os métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Poulos e Davis (1980), Rowe e Armitage (1987) e Zhang e Einstein (1998) não forneceram estimativas razoáveis, para as estacas estudadas.

Palavras-chave: Maciço rochoso. Sistema RMR. Estaca raiz. Capacidade de carga.

ABSTRACT

This work, based on the geological-geotechnical research program carried out at PetroquímicaSuape, presented the geomechanical classification of the rock mass by the 1989 version of the RMR system, for the specific case of foundations, through the description of soundings. Through the classification of the rock mass, with the presented methodology, were found estimated values for the cohesion parameters and friction angle, and for correlation, the modulus of elasticity. With respect to the analysis of the load capacity of root piles partially embedded in rocky mass, a comparative study was made between the load capacity obtained by the application of empirical and semi-empirical methods, with the results acquired in three tests of static load. As a result, the rock mass of PetroquímicaSuape consists of a matrix of rhyolite, an intermediate material between rhyolite and trachyte and basalt. From the application of the RMR system, it is verified that the quality of the rock mass is located between classes III (regular) and IV (poor), with a weight varying between $22 \leq \text{RMR} \leq 56$. The modulus of elasticity estimated through correlations with the RMR system ranges from 2 to 12 GPa. From the evaluation of the methods of estimation of the load capacity of the piles, it is verified that, the application of the method of España (2011) together with the consideration of the lateral resistance of the stretch in soil, provided good results, with a percentage difference between the load of rupture obtained by the interpretation of the load test, from -28% to -17%. The method of Hovarth (1978) when associated with the methods of Décourt-Quaresma (1970, 1971), Aoki-Velloso (1975) and Cabral (1986), resulted in values of load capacity reasonably close to the breaking load of E25, E100 and E110, with percentage differences of -3% to +30%. Regarding the Cabral and Antunes method (2000) the load capacity estimates were more conservative. On the other hand, the methods by Rosenberg and Journeaux (1976), Poulos and Davis (1980), Rowe and Armitage (1987) and Zhang and Eisten (1998) did not provide reasonable estimates for the cuttings studied.

Keywords: Rock mass. RMR system. Root Pile. Load capacity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Posicionamento da estaca em relação ao maciço rochoso.....	27
Figura 2.1 - Ciclo das rochas.....	32
Figura 2.2 - Orientação de uma descontinuidade.....	39
Figura 2.3 – Espaçamento das descontinuidades a partir de uma linha de referência.....	41
Figura 2.4 – Classificação das rugosidades: I) recortada irregular, II) recortada uniforme, III) recortada polida, IV) ondulada irregular, V) ondulada uniforme, VI) ondulada polida, VII) plana irregular, VIII) plana uniforme e IX) plana polida.....	42
Figura 2.5 – Representação esquemática das propriedades geométricas das descontinuidades.....	43
Figura 2.6 – Metodologia de investigação de maciços rochosos.....	44
Figura 2.7 – Principais componentes de uma sondagem rotativa.....	47
Figura 2.8 – Caixa de testemunho.....	49
Figura 2.9 – Perfil resultante de uma sondagem mista executada na Petroquímica Suape.....	50
Figura 2.10 – Esquema de um testemunho de sondagem rotativa com manobra de 150 cm....	52
Figura 2.11 – Eletrorresistividade no contexto dos métodos geofísicos de prospecção.....	53
Figura 2.12 – Formas de apresentação de dados de eletrorresistividade. Exemplos obtidos em dois locais distintos: (a) pseudo-seção de resistividade aparente (ohm.m); (b) mapa de iso-resistividade (ohm.m).....	54
Figura 2.13 - Sondagem elétrica vertical: arranjo de eletrodos AB e NM do tipo Schlumberger.....	55
Figura 2.14 – Técnica de caminhamento elétrico com arranjo dipolo-dipolo.....	56
Figura 2.15 - Ábaco para a atribuição da nota de classificação GSI para maciços homogêneos.....	74
Figura 2.16 – Fases de execução da estaca raiz.....	77
Figura 2.17 – Interface concreto/rocha sob carregamento axial.....	81
Figura 2.18 - Distribuição da tensão cisalhante na parede lateral, em relação ao comprimento do embutimento.....	82
Figura 2.19 – Esquema geral de transferência de carga em estacas parcialmente embutida em maciço rochoso.....	85
Figura 2.20 – Detalhe esquemático de estruturas de reação fixadas ao terreno por elementos tracionados.....	101
Figura 2.21 – Métodos de aplicação da carga em provas de carga estáticas.....	101

Figura 2.22 – Resultado de prova de carga estática à compressão.....	102
Figura 2.23- Conceito de ruptura convencional de Terzaghi.....	103
Figura 2.24 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van Der Veen (1953).....	105
Figura 2.25 – Método de extrapolação proposto por Chin-Kondner.....	106
Figura 2.26 – Determinação da carga de ruptura (Pr) na curva carga x recalque.....	107
Figura 2.27 – Método da Rigidez domínio de ponta e domínio do atrito lateral.....	108
Figura 3.1 – Localização da Petroquímica Suape.....	110
Figura 3.2 – Mapa geológico com os domínios da Província Borborema.....	111
Figura 3.3 – Posição estratégica de Suape no cenário brasileiro.....	112
Figura 3.4 – Unidades componentes da PQS.....	113
Figura 3.5 – Vista aérea do terreno após os trabalhos de terraplenagem.....	114
Figura 3.6 - Transporte e instalação de uma das torres da Petroquímica Suape.....	114
Figura 3.7 – Área em que foram utilizadas estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso.....	115
Figura 4.1 – Divisões da área da Petroquímica Suape.....	118
Figura 4.2– Testemunhos de rocha da PTA.	119
Figura 4.3 – Subdivisão do terreno em setores..	120
Figura 4.4 – Medidor de resistência, fonte e demais equipamentos.....	121
Figura 4.5 – Distribuição dos pontos de investigação geofísica.....	122
Figura 4.6 – Representação gráfica das sondagens elétricas verticais.....	122
Figura 4.7 – Gráficos de resistividade aparente – Sondagens elétricas verticais.....	125
Figura 4.8 – Mapa de isorresistividade da área.....	126
Figura 4.9- Divisão da área da PTA em blocos geologicamente diferentes.....	127
Figura 4.10 - Formato da superfície do terreno.....	128
Quadro 5.1 – Tabela de caracterização dos testemunhos de sondagem mista.....	132
Figura 5.1 – Localização da sondagem mista representativa de cada setor da petroquímica. Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).....	135
Figura 5.2 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-01.....	136
Figura 5.3 – Distribuição da porosidade e absorção com a profundidade – setor A1.....	138
Figura 5.4 – Distribuição do peso específico com a profundidade – setor A1.....	138
Figura 5.5 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural – setor A1.....	139

Figura 5.6 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor A1.....	140
Figura 5.7 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-02.....	141
Figura 5.8 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor A2.	143
Figura 5.9 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-06.....	144
Figura 5.10 – Distribuição da porosidade e absorção com a profundidade: setor B.....	145
Figura 5.11 - Distribuição do peso específico com a profundidade do setor B.....	146
Figura 5.12 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural do setor B.....	146
Figura 5.13 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor B.....	147
Figura 5.14 – Relação entre a porosidade e a absorção com a profundidade – setor C1.....	149
Figura 5.15 – Relação entre o peso específico com a profundidade – setor C1.....	149
Figura 5.16 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural – setor C1.....	150
Figura 5.17 – Relação entre a resistência à compressão do material rochoso com a profundidade – setor C1.....	151
Figura 5.18 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor C1.....	151
Figura 5.19 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-12.	152
Figura 5.20 – Relação entre a porosidade e a absorção com a profundidade – Setor C2.....	154
Figura 5.21 - Relação entre o peso específico com a profundidade – Setor C2.....	154
Figura 5.22 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor C2.....	156
Figura 5.23 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-04.	157
Figura 5.24 – Distribuição da porosidade e absorção com a profundidade – setor D.	158
Figura 5.25 – Distribuição do peso específico com a profundidade: setor D.	159
Figura 5.26 – Relação entre o peso específico e a porosidade – setor D.....	159
Figura 5.27 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor D.....	160
Figura 5.28 – Caixas com os testemunhos de sondagem do furo SM-34.....	161
Figura 5.29 – Distribuição da porosidade e da absorção com a profundidade – Setor E.....	163
Figura 5.30 – Distribuição do peso específico com a profundidade – Setor E.....	163
Figura 5.31 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural – setor E.....	164
Figura 5.32 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor	

E.....	165
Figura 5.33 – Caixas com os testemunhos de sondagem do furo SM-27.....	166
Figura 5.34 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor G.	168
Quadro 6.1 – Planilha de distribuição de pesos segundo o sistema RMR de 1989.....	170
Figura 6.1 – Possíveis problemas ocasionados pelas descontinuidades do maciço em relação à posição das estacas.	176
Figura 6.2 – Classificação dos setores da petroquímica conforme o sistema RMR.....	177
Figura 7.1 – (a) Esquema geral das estacas raiz do tipo R1; (b) Esquema geral das estacas raiz do tipo R2.....	180
Figura 7.2 – Setores em que as estacas foram locadas.....	181
Figuras 7.3 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E25 no setor A2.	182
Figuras 7.4 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E100 no setor A2.	183
Figuras 7.5 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E110 no setor B.	184
Figura 7.6 – Arrasamento das estacas raiz.	186
Figura 7.7 – Comparação entre os valores obtidos para $Q_{l,s}$, a partir dos métodos semi-empíricos.....	191
Figura 7.8 – Síntese das características do maciço rochoso dos setores A2 e B.	192
Figura 7.9 – Comparação entre os valores da capacidade de carga das estacas pelos métodos empíricos e semi-empíricos.	195
Figura 7.10 – Valores da resistência lateral obtidos pelos métodos empíricos e semi-empíricos.	196
Figura 7.11 – Valores da resistência de ponta obtida pelos métodos empíricos e semi-empíricos.	197
Figura 7.12 – Estrutura montada para a execução da prova de carga. Fonte: Coutinho (2008).	198
Figura 7.13 – Curva carga-recalque da estaca E25. Fonte: Coutinho (2008)	199
Figura 7.14 - Curva carga-recalque da estaca – E100. Fonte: Coutinho (2008)	200
Figura 7.15 – Curva carga-recalque da estaca E110.	200
Figura 7.16 – Determinação da carga de ruptura da estaca E25, pelo método de extrapolação proposto por Van Der Veen (1953).....	202
Figura 7.17 – Determinação da carga de ruptura da estaca E100, pelo método de extrapolação proposto por Van Der Veen (1953).....	202
Figura 7.18 – Determinação da carga de ruptura da estaca E110, pelo método de extrapolação	

proposto por Van Der Veen (1953).....	203
Figura 7.19 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E25 pela aplicação dos métodos de Terzaghi (1943), Van Der Veen (1953), Davisson (1972) e ABNT (2010).....	204
Figura 7.20 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E100 pela aplicação dos métodos de Terzaghi (1943), Van Der Veen (1953), Davisson (1972) e ABNT (2010).....	204
Figura 7.21 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E110 pela aplicação dos métodos de Terzaghi (1943), Van Der Veen (1953), Davisson (1972) e ABNT (2010).....	205
Figura 7.22 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E25 pela aplicação do método de Chin-Kondner (1970; 1971).	205
Figura 7.23 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E100 pela aplicação do método de Chin-Kondner (1970; 1971).	206
Figura 7.24 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E110 pela aplicação do método de Chin-Kondner (1970; 1971).	206
Figura 7.25 – Gráfico de rigidez para estaca E25.	207
Figura 7.26 – Gráfico de rigidez para a estaca E100.....	208
Figura 7.27 – Gráfico de rigidez para a estaca E110.....	208
Figura 7.28 – Esquema geral das estacas raiz executadas na PetroquímicaSuape e estaca equivalente com ponta fictícia.....	210
Figura 7.29 – Segunda relação de Cambefort: reação de ponta x deslocamento.....	211
Figura 7.30 – Capacidade de carga da estaca E25, considerando apenas o trecho lateral do embutimento em maciço rochoso.	214
Figura 7.31 - Capacidade de carga da estaca E25, considerando o trecho em solo e do embutimento lateral em maciço rochoso.	215
Figura 7.32 - Capacidade de carga da estaca E25, considerando o trecho em solo, do embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.	216
Figura 7.33 - Capacidade de carga da estaca E25, considerando o embutimento em maciço rochoso e da ponta da estaca.	217
Figura 7.34 – Capacidade de carga da estaca E100, considerando apenas o trecho do embutimento lateral em maciço rochoso.	218
Figura 7.35 – Capacidade de carga da estaca E100, considerando o trecho em solo e do embutimento lateral em maciço rochoso.	219
Figura 7.36 - Capacidade de carga da estaca E100, considerando o trecho em solo, do embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.	220
Figura 7.37 - Capacidade de carga da estaca E100, considerando o embutimento lateral em	

maciço rochoso e da ponta da estaca.	221
Figura 7.38 – Capacidade de carga da estaca E110, considerando apenas o trecho do embutimento lateral em maciço rochoso.	222
Figura 7.39 - Capacidade de carga da estaca E110, considerando o trecho em solo, do embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.	223
Figura 7.40 - Capacidade de carga da estaca E110, considerando o embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.	224
Figura 7.41 - Capacidade de carga da estaca E110, considerando o embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.	225

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Grau de cristalinização, forma, cristalinidade e textura de rochas ígneas.....	34
Tabela 2.2 - Classificação das rochas ígneas.....	35
Tabela 2.3 – Classes de alteração.....	38
Tabela 2.4 – Inclinação das fraturas.....	40
Tabela 2.5 – Classificação da persistência.....	40
Tabela 2.6 - Graus de fraturamento.....	41
Tabela 2.7 – Morfologias das superfícies das fraturas.....	42
Tabela 2.8 - – Tipos de superfície e preenchimento de descontinuidades.....	43
Tabela 2.9 – Diâmetros de furos e testemunhos de sondagem segundo o padrão Americano.....	48
Tabela 2.10 – Relação entre a qualidade do maciço e o valor de RQD (%).....	51
Tabela 2.11 – Finalidade e principais tipos de ensaios in situ em maciço rochoso.....	57
Tabela 2.12 – Finalidade e tipo dos principais ensaios de laboratório em maciço rochoso.....	58
Tabela 2.13 - Classificação das rochas quanto à porosidade.....	59
Tabela 2.14 – Valores típicos de peso específico e porosidade das rochas.....	60
Tabela 2.15 – Classificação conforme a resistência à compressão uniaxial.....	61
Tabela 2.16 - Principais critérios de ruptura e aplicações.....	62
Tabela 2.17 – Distribuição de pesos relativos à resistência da rocha intacta.....	67
Tabela 2.18 – Distribuição de pesos relativos ao RQD.....	67
Tabela 2.19 - Distribuição de pesos relativos ao espaçamento das descontinuidades.....	68
Tabela 2.20 – Distribuição de pesos a partir da descrição geral das condições das descontinuidades.....	68
Tabela 2.21 – Distribuição de pesos conforme descrição detalhada das descontinuidades.....	69
Tabela 2.22 – Distribuição de pesos referente às condições da água subterrânea.....	69
Tabela 2.23 – Penalização conforme a orientação da descontinuidade em relação ao tipo de obra.....	70
Tabela 2.24 – Classes do maciço e a estimativa de parâmetros.....	70
Tabela 2.25 – Classificação do maciço rochoso baseado no índice Q.....	73
Tabela 2.26 - Correlações entre classificações RMR e Q.....	75
Tabela 2.27 – Métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de	

estacas.....	86
Tabela 2.28 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados.....	87
Tabela 2.29 – Coeficiente k e α	88
Tabela 2.30 – Valores de α e β para estaca raiz.	89
Tabela 2.31 – Valores de K_p	89
Tabela 2.32 – Valores de β_1 e β_2 em função do tipo de solo.	90
Tabela 2.33 – Métodos de estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em maciço rochoso.....	91
Tabela 2.34 - Classificação da rugosidade.	94
Tabela 2.35 – Valores de n.	96
Tabela 2.36 - Valores de α_1 segundo o tipo de rocha.	97
Tabela 2.37–Valores de α_2 em função do grau de alteração.	98
Tabela 4.1 - Programa de investigação realizado no terreno.	118
Tabela 4.2 – Determinação da litologia do terreno a partir da resistividade aparente.....	124
Tabela 5.1 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor A1.	137
Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor A1.....	139
Tabela 5.3 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor A2.	142
Tabela 5.4 – Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor A2.	143
Tabela 5.5 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor B.	145
Tabela 5.6 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor C1.	148
Tabela 5.7 – Resultado dos ensaios de compressão uniaxial do maciço setor C1.....	150
Tabela 5.8 – Resultado dos ensaios de laboratório efetuados no maciço do setor C2.....	153
Tabela 5.9 – Resultado dos ensaios de compressão uniaxial do maciço do setor C2.....	155
Tabela 5.10 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor D.....	158
Tabela 5.11 - Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor D.....	160
Tabela 5.12 – Resultado dos ensaios de laboratório efetuados no maciço do setor E.....	162
Tabela 5.13 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor E.....	164
Tabela 5.14 - Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor G.....	168
Tabela 6.1 – Correlação entre o padrão de caracterização do maciço utilizado na petroquímica para avaliação da rugosidade e o padrão utilizado para a classificação pelo sistema RMR.....	172
Tabela 6.2 – Correlação entre o padrão de caracterização utilizado na petroquímica para avaliação do preenchimento e o padrão utilizado no sistema RMR.....	173
Tabela 6.3 – Correlação entre o padrão de caracterização utilizado na petroquímica para	

avaliação do grau de alteração e o padrão utilizado no sistema RMR.....	173
Tabela 6.4 – Massa específica dos materiais que compõem o terreno da petroquímica.....	174
Tabela 6.5 – Classificação dos setores da petroquímica.....	177
Tabela 6.6 – Estimativa de valores de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade.....	180
Tabela 7.1 – Características de projeto das estacas.	181
Tabela 7.2 - Métodos de estimativa da capacidade carga para as estacas analisadas.....	187
Tabela 7.3 – Coeficientes utilizados na aplicação do método de Aoki-Velloso (1975).....	188
Tabela 7.4 – Resistência lateral do fuste da estaca em solo obtida pelo método de Aoki-Velloso (1975).	189
Tabela 7.5 – Resistência lateral do fuste da estaca em solo obtida pelo método de Décourt-Quaresma (1978; 1996).	189
Tabela 7.6 – Coeficiente β_1 utilizados na aplicação do método de Cabral (1989).....	190
Tabela 7.7 – Resistência lateral do fuste da estaca em solo obtida pelo método de Cabral (1986).	190
Tabela 7.8 - Resistência lateral do trecho do fuste em solo das estacas analisadas.....	190
Tabela 7.9 – Coeficientes para determinação da resistência lateral unitária, a partir dos métodos empíricos.....	192
Tabela 7.10 – Coeficientes utilizados nos métodos empíricos para a determinação da resistência unitária de ponta.....	193
Tabela 7.11 – Valores utilizados para a compressão uniaxial da rocha de acordo com cada método.....	194
Tabela 7.12 – Coeficientes utilizados no método de Espanha (2011) para determinação da pressão admissível.....	194
Tabela 7.13 – Capacidade de carga das estacas.....	195
Tabela 7.14 – Carga de ruptura obtida pelos métodos de interpretação das provas de carga.....	209
Tabela 7.15 – Carga de ruptura média obtida por métodos de interpretação de prova de carga.....	210
Tabela 7.16 – Deslocamentos calculados e medidos para as estacas analisadas.....	212
Tabela 7.17 – Resumo geral da capacidade de carga referente a cada trecho da estaca E25.....	214
Tabela 7.18 - Resumo geral da capacidade de carga referente a cada trecho da estaca E110.....	218

Tabela 7.19 - Resumo geral da capacidade de carga referente a cada trecho da estaca E110.....	222
---	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
- (RQD) *Rock Quality Designation*
- (p) comprimento da manobra de sondagem mista maior que 10 cm
- (n) comprimento da manobra de avanço de perfuração
- (SEV) Sondagem Elétrica Vertical
- (σ'_1) tensão efetiva principal maior na ruptura (MPa)
- (σ'_3) tensão efetiva principal menor na ruptura (MPa)
- (σ_{ci}) resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (MPa)
- (m_b) parâmetro de resistência do maciço rochoso (adimensional)
- (S) parâmetro de resistência do maciço rochoso (adimensional)
- (a) parâmetro de resistência do maciço rochoso (adimensional)
- (GSI) índice de resistência geológica
- (m_i) parâmetro de resistência da rocha intacta (adimensional)
- (D) fator de perturbação do maciço rochoso devido ao impacto da detonação na escavação (adimensional)
- (σ_u) resistência à compressão da rocha intacta (σ_u)
- (E_M) módulo de elasticidade *in situ* (E_M)
- (J_n) índice da influência do número de famílias das fraturas (descontinuidades)
- (J_r) índice de influência da rugosidade das paredes das fraturas
- (J_a) índice de influência da alteração das paredes das fraturas
- (J_w) índice de influência da ação da água subterrânea
- ($Q_{L,s}$) resistência lateral do trecho embutido em solo (kN)
- ($Q_{P,s}$) resistência da ponta do trecho da estaca em solo (kN)
- ($Q_{L,r}$) resistência lateral do trecho embutido em maciço rochoso (kN)
- ($Q_{P,r}$) resistência da ponta do trecho embutido em maciço rochoso (kN)
- (Q_{ult}) capacidade de carga da estaca (kN)
- (U) perímetro da seção transversal da estaca (m)
- (A_p) seção transversal da estaca (m²)
- ($\tau_{l,s}$) resistência lateral unitária no trecho em solo (MPa)
- (ΔL) espessura do trecho da estaca analisado (m)
- (F_2) fator de correção proposto por Aoki-Velloso (1975)
- (α) coeficientes que dependem do tipo de solo propostos por Aoki-Velloso (1975)

- (K) coeficientes que dependem do tipo de solo propostos por Aoki-Velloso (1975)
- (N_L) índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L
- (N_p) índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca
- (F_1) fator de correção proposto por Aoki-Velloso (1975)
- ($\overline{N_p}$) valor médio entre o N_{SPT} imediatamente superior e imediatamente posterior à ponta da estaca
- (K_p) coeficiente relacionado ao tipo de solo da ponta da estaca proposto por Décourt-Quaresma (1979;1996)
- (L) comprimento considerado da estaca (m)
- (β) coeficiente que depende do tipo da estaca e do solo proposto por Décourt-Quaresma (1979;1996)
- (\overline{N}) valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste
- (β_1) fator que depende do tipo de solo proposto por Cabral (1986)
- (β_2) fator que depende do tipo de solo proposto por Cabral (1986)
- ($\tau_{l,r}$) resistência lateral unitária do trecho em maciço rochoso (MPa)
- ($q_{p,r}$) resistência unitária de ponta em maciço rochoso (MPa)
- (P_{atm}) pressão atmosférica (MPa)
- (f_{cj}) resistência média do concreto à compressão prevista para a idade de j dias (MPa)
- (δ_0) deformação elástica (mm)
- (n) fator de correção que leva em conta o grau de alteração e pequenas fraturas, conforme Cabral e Antunes (2000)
- (f_{ck}) resistência característica do concreto à compressão (MPa)
- (p_0) pressão de referência, adotada como 1MPa
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ parâmetros adimensionais que dependem do tipo de rocha, seu grau de alteração e o espaçamento das descontinuidades segundo España (2011)
- ($P_{v,adm}$) pressão admissível
- (d_f) fator de embutimento
- (Q) carga atuante na estaca (kN)
- (Q_u) carga de ruptura da estaca que se deseja determinar (kN)
- (α) coeficiente que depende da forma da curva carga x recalque
- (w) recalque da estaca quando atua Q, (mm)
- (C_1) inclinação da linha formada pelos pontos plotados no gráfico de chin-kondner
- (Δr) recalque obtido para a carga de ruptura (mm)

- (P_r) carga de ruptura (kN)
- (L) comprimento da estaca (m)
- (A) área da seção transversal da estaca (m^2)
- (E) módulo de elasticidade do material da estaca (GPa)
- (D) diâmetro do círculo circunscrito à estaca (mm)
- (s) recalque (mm)
- (γ_{nat}) peso específico natural da rocha (kN/m^3)
- (γ_{sat}) peso específico saturado da rocha (kN/m^3)
- (η) porosidade (%)
- (ϕ_s) diâmetro do trecho de fuste em solo (mm)
- (ϕ_r) diâmetro do trecho de fuste em rocha (mm)
- (L_s) comprimento do fuste em solo (m)
- (L_r) comprimento do fuste em rocha (m)
- $Q_{m\acute{a}x}$: carga máxima da prova de carga (kN)
- E : módulo de elasticidade da estaca (kN/m^2)
- $Q_{p,f}$: carga que chega a ponta fictícia (kN)
- λ : fator de redução que varia de 0,5 a 1,0
- RS_p : coeficiente angular obtido pela segunda relação de Cambefort
- E_r : módulo de elasticidade da rocha
- ν_r : coeficiente de Poisson da rocha
- C_2 : corresponde ao encurtamento da estaca
- C_3 : deslocamento da ponta fictícia, ou seja, o encurtamento da estaca no trecho embutido em maciço rochoso
- S : o deslocamento permanente da estaca no terreno
- $Y_0^{m\acute{a}x}$: deslocamento calculado
- $Y_p^{cm\acute{a}x}$: recalque medido na prova de carga

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	26
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	26
1.2	OBJETIVOS	28
1.2.1	Gerais	28
1.2.2	Específicos	28
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	29
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	31
2.1	INTRODUÇÃO.....	31
2.2	ROCHAS	32
2.2.1	Rochas Ígneas	32
2.2.2	Rochas sedimentares	35
2.2.3	Rochas metamórficas	36
2.3	CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS	37
2.4	CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS	44
2.4.1	Levantamento preliminar	45
2.4.2	Investigação de campo	45
2.4.3	Ensaio de laboratório	58
2.5	CRITÉRIOS DE RUPTURA	61
2.5.1	Crítério de Mohr-Coulomb	62
2.5.2	Crítério de Hoek & Brow	63
2.6	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS	65
2.6.1	Sistema RMR (Rock Mass Rating)	66
2.6.1.1	Resistência à compressão da rocha intacta	66
2.6.1.2	RQD:.....	67
2.6.1.3	Espaçamento das descontinuidades:.....	67

2.6.1.4	Condição das descontinuidades (quanto a rugosidade, preenchimento e alteração): ...	68
2.6.1.5	Ação da água subterrânea:	69
2.6.1.6	Orientação das descontinuidades em relação ao tipo de obra.	70
2.6.2	Sistema Q.....	71
2.6.3	“GSI”- Geological Strength Index	73
2.7	FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS RAIZ EMBUTIDA EM MACIÇO ROCHOSO	76
2.8	COMPORTAMENTO GERAL DE ESTACAS EMBUTIDAS EM MACIÇO ROCHOSO	79
2.8.1	Resistência lateral de estacas embutidas em rocha e fatores de influência.....	80
2.8.2	Resistência de ponta de estacas embutidas em rocha e fatores de influência	83
2.9	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM SOLO E PARCIALMENTE EMBUTIDAS EM MACIÇO ROCHOSO.....	84
2.9.1	Estimativa da capacidade de carga de estacas em solo	85
2.9.2	Estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha	90
2.10	PROVA DE CARGA EM ESTACAS	99
2.10.1	Prova de Carga Estática	100
3	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO	109
3.1	INTRODUÇÃO.....	109
3.2	LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DA ÁREA	109
3.3	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA ÁREA	110
3.3.1	Geologia Regional.....	110
3.3.2	Geologia Local	111
3.4	INFORMAÇÕES SOBRE O EMPREENDIMENTO.....	112
3.5	FUNDAÇÕES DA OBRA	113
4	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO	117
4.1	INTRODUÇÃO.....	117
4.2	INVESTIGAÇÃO DE CAMPO.....	118

4.2.1	Sondagens mistas	119
4.2.2	Ensaio geofísicos.....	120
4.3	INVESTIGAÇÃO DE LABORATÓRIO	128
5	CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO	131
5.1	INTRODUÇÃO.....	131
5.2	MÉTODOLOGIA ADOTADA NA DESCRIÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO	131
5.2.1	Material constituinte do maciço	132
5.2.2	Características das descontinuidades	133
5.2.3	RQD	133
5.2.4	Estado de alteração.....	134
5.2.5	Caracterização laboratorial.....	134
5.3	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO	134
6	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO ROCHOSO	169
6.1	INTRODUÇÃO.....	169
6.2	METODOLOGIA UTILIZADA PARA A CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO PELO SISTEMA RMR	169
6.3	CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO DOS SETORES DA PETROQUÍMICASUAPE	176
7	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DAS ESTACAS RAIZ PARCIALMENTE EMBUTIDAS NO MACIÇO ROCHOSO E DAS PROVAS DE CARGA.....	179
7.1	INTRODUÇÃO.....	179
7.2	CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS DAS ESTACAS	180
7.3	CONTROLE EXECUTIVO	184
7.4	ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS ATRAVÉS DE MÉTODOS EMPÍRICOS E SEMI-EMPÍRICOS.....	187
7.4.1	Estimativa da resistência lateral do trecho em solo (Q_{1s}).....	188
7.4.2	Estimativa da capacidade de carga do trecho embutido em maciço rochoso	191

7.5	APRESENTAÇÃO E ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA POR MEIO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA.....	198
7.5.1	Execução das provas de carga	198
7.5.2	Estimativa da carga de ruptura a partir das provas de carga	201
7.5.3	Avaliação dos recalques obtidos através das provas de carga	210
7.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS ENCONTRADOS	212
7.6.1	Análise das possíveis composições da capacidade de carga total da estaca E25..	213
7.6.2	Análise das possíveis composições da capacidade de carga total da estaca E100	217
7.6.3	Análise das possíveis composições da capacidade de carga total da estaca E110	221
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	227
8.1	CONCLUSÕES	227
8.3	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	232
	Referencias	233
	APÊNDICE	241

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Devido a variabilidade do subsolo ou do nível de carregamento imposto pela estrutura, muitas obras geotécnicas necessitam ser escavadas ou apoiadas em maciço rochoso. Dentre elas, destacam-se, as barragens, túneis, minas, taludes e fundações.

Com uma natureza complexa, os maciços rochosos, apresentam grande variabilidade em relação a distribuição das descontinuidades e das propriedades índices e mecânicas. Logo, a construção em substratos rochosos, torna-se um desafio adicional para os profissionais envolvidos.

Na falta de uma investigação completa, os parâmetros utilizados em projeto são obtidos através dos valores propostos pela literatura, entretanto, normalmente eles se aplicam a rochas intactas, o que na maioria das vezes não traduzem a real condição do material.

A partir da análise dos resultados obtidos dos ensaios laboratoriais, frente as condições de fraturamento, intemperismo e condições hídricas do maciço, são obtidos parâmetros mais representativos.

Dessa forma, a realização de uma caracterização geotécnica eficiente se reveste de importância, visto que, ela tem um papel significativo na tomada de decisões nas fases de projeto, de forma a minimizar as chances de ocorrer eventos inesperados durante a construção e utilização da estrutura.

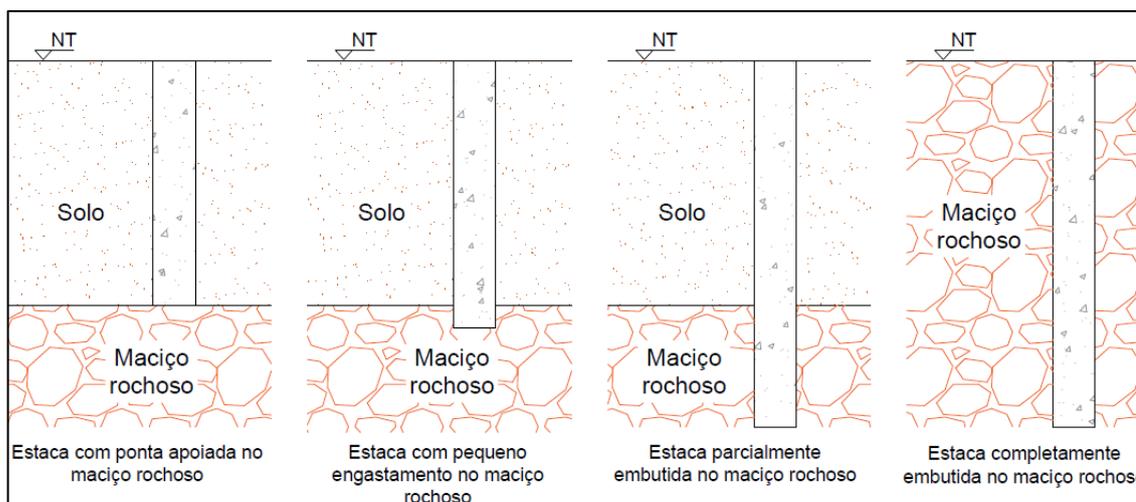
Visando reduzir a subjetividade na descrição das feições do maciço rochoso, são utilizados sistemas de classificação que padronizam e sistematizam a avaliação do maciço, de modo a estabelecer unidades ou zonas de comportamento similar. Dentre os sistemas de classificação geomecânica, destacam-se o sistema RMR, sistema Q e sistema GSI.

Com a compartimentação do maciço é possível verificar as condições de cada região e assim, propor projetos mais compatíveis com as particularidades encontradas e, em última análise, mais econômicos. Entretanto, apesar da importância, poucos são os trabalhos sobre classificação geomecânica de maciços rochosos aplicados em obras de fundações.

Conforme apresenta Silva (2013), os projetos de fundação profundas em substrato rochoso, ocorrem quando o maciço está a menores profundidades e as camadas superficiais de solo não apresentam espessura e/ou condições geotécnicas satisfatórias.

Nesses casos, o posicionamento da estaca em relação ao maciço rochoso pode ocorrer de quatro formas, conforme apresenta a Figura 1.1.

Figura 1.1 - Posicionamento da estaca em relação ao maciço rochoso.



Fonte: Autora

Quando a cobertura de solo, acima do maciço rochoso, apresenta uma espessura que garante condições satisfatórias para absorver o carregamento imposto, bem como, as conseqüentes deformações, são utilizadas estacas com ponta apoiada ou com pequeno engastamento no maciço rochoso.

Para o caso em que a espessura da camada de solo é pequena ou não garante um suporte efetivo da fundação, são executadas estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso. Por outro lado, as estacas completamente embutidas são geralmente empregadas em terrenos em que o maciço rochoso aflora na superfície e a utilização de fundações rasas não é conveniente.

A forma como se dá a transferência de carga entre o topo e a base de uma estaca embutida em maciço rochoso é um assunto que gera muita discussão no meio técnico. De acordo com Rowe e Armitage (1987), o carregamento aplicado a uma estaca embutida em maciço rochoso, é absorvida em grande parte pela resistência lateral do embutimento.

Para os autores, a resistência da ponta da estaca só é mobilizada quando ocorre um considerável deslizamento na interface estaca-rocha. Adicionalmente, a dificuldade de garantir uma efetiva limpeza da base do furo, acaba levando a muitos projetistas desconsiderarem a contribuição da resistência de ponta da estaca.

Do mesmo modo, a contribuição do trecho em solo é normalmente desprezada na determinação da capacidade de carga da estaca.

Dessa forma, os métodos de estimativas da capacidade de carga de estacas, parcialmente embutidas em maciço rochoso, se concentraram na determinação da resistência lateral do embutimento. Assim, conforme Juvêncio (2015), o projeto passa a adotar um embutimento

excessivo, o que, conseqüentemente acarreta no aumento do custo das fundações.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Gerais:

Classificar o maciço rochoso pelo sistema RMR, através do banco de dados obtido no programa de investigação geológico-geotécnico realizado na área da PetroquímicaSuape e analisar as fundações embutidas neste maciço, por meio da comparação entre os resultados adquiridos em três provas de carga estáticas, em estacas raiz, com os métodos empíricos e semi-empíricos de estimativa da capacidade de carga presentes na literatura.

1.2.2. Específicos:

Caracterizar o maciço rochoso, presente em cada setor da PetroquímicaSuape, por meio da análise e correlação dos resultados obtidos na investigação de campo e dos ensaios de laboratório;

Classificar os setores da PetroquímicaSuape no sistema RMR, para o caso de fundações profundas, através da descrição de testemunhos de sondagem. A partir da classificação, encontrar valores estimados para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, e por correlação, o módulo de elasticidade.

Analisar a capacidade de carga de estacas raiz, parcialmente embutidas em maciço rochoso, obtidas a partir da aplicação de métodos empíricos e semi-empíricos, e avaliar a consideração da resistência lateral do trecho em solo no cômputo da capacidade de carga das estacas.

Obter a carga de ruptura a partir dos resultados de três provas de carga estáticas, realizadas em estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso, através dos métodos de Terzaghi (1943), Van Der Veen (1953), Chin-Kondner (1970;1971), Davisson (1972), Décourt (1996) e ABNT (2010).

Comparar a capacidade de carga das estacas, obtida através dos métodos empíricos e semi-

empíricos, com as cargas de ruptura provenientes das provas de carga.

Analisar quais métodos de estimativa da capacidade de carga forneceram resultados mais aproximados com a carga de ruptura obtida através da interpretação das provas de carga realizadas.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação aborda o tema classificação geomecânica de maciço rochoso e análise de estaca raiz parcialmente embutida em maciço rochoso. Para isso, este trabalho está dividido em oito capítulos, conforme distribuição apresentada abaixo:

Capítulo 1 – Introdução: Esse tópico busca situar o leitor sobre o tema que será trabalhado e sua importância e relevância para o meio técnico. Além disso, são definidos os objetivos a serem alcançados com a presente dissertação.

Capítulo 2 – Fundamentação teórica: Apresenta-se uma síntese da literatura técnico-científica que proporciona um embasamento teórico acerca da caracterização e classificação de maciços rochosos, análise da capacidade de carga de estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso e provas de carga estáticas.

Capítulo 3 - Características gerais da área de estudo: São abordadas as características que correspondem a localização geográfica, características geológicas, informações sobre o empreendimento construído e a apresentação das fundações utilizadas.

Capítulo 4 - Investigação geotécnica da área de estudo: Neste capítulo é apresentada a programação das atividades de investigação geotécnica realizadas na área e a metodologia adotada.

Capítulo 5 – Caracterização do maciço rochoso da área de estudo: São apresentados os resultados provenientes da investigação geotécnica realizada no maciço rochoso de cada setor da PetroquímicaSuape. A partir da análise conjunta dos dados obtidos da descrição dos testemunhos de sondagem e dos ensaios de laboratório realizados é feita a caracterização do maciço rochoso.

Capítulo 6 – Classificação geomecânica do maciço rochoso: Nesse capítulo é apresentada a metodologia utilizada para a classificação geomecânica do maciço rochoso, pelo sistema RMR, através da descrição dos testemunhos de sondagem e dos ensaios de compressão uniaxial da rocha. A partir dessa metodologia o maciço rochoso de cada setor é classificado e são apresentadas as estimativas de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade.

Capítulo 7 – Apresentação e análise das estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso e das provas de carga: São apresentados inicialmente dados de projeto e controle de execução das estacas raiz embutidas no maciço rochoso do terreno. Na sequência, para a análise da capacidade de carga, são aplicados métodos empíricos e semi-empíricos.

Os resultados obtidos, são então, comparados com a carga de ruptura estimada através das curvas carga-recalque de três provas de carga estáticas.

Capítulo 8 – Conclusões: Apresenta as conclusões obtidas no trabalho, com sugestões para próximas pesquisas.

Referências: São identificadas as referências utilizadas para a elaboração desta pesquisa.

Apêndices: Apresentam-se as tabelas e quadros desenvolvidos na elaboração da pesquisa.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentada uma síntese da literatura técnico-científica relacionada a caracterização e classificação geomecânica de maciço rochoso. Também é feita uma revisão sobre a teoria da capacidade de carga de estacas raiz em solo e embutidas em maciço rochoso. Para isso, a revisão bibliográfica foi segmentada em dez tópicos apresentados nos itens: introdução, rochas, caracterização de maciços rochosos, campanha de investigação de maciços rochosos, critérios de ruptura, classificação geomecânica de maciços rochosos, fundações profundas em estacas raiz embutidas em maciço rochoso, comportamento geral de estacas embutidas em maciço rochoso, estimativa da capacidade de carga de estacas em solo e parcialmente embutidas em maciço rochoso e prova de carga em estacas.

2.1 INTRODUÇÃO

A elaboração de um bom projeto de fundação profunda requer conhecimento adequado das condições do subsolo, bem como, o entendimento sobre as particularidades do mecanismo de transferência de carga e a influência do processo executivo das estacas.

Dessa forma, inicialmente é preciso investigar os atributos do terreno que, isoladamente ou conjuntamente, condicionam o seu comportamento ante os carregamentos impostos pela obra. Atualmente existem muitos trabalhos que abordam a caracterização e classificação de maciços rochosos para a implantação de obras de túneis, barragens e mineração, entretanto, no caso de projetos de fundações em maciço rochoso, as fontes de informação são mais escassas.

Em vista disso, é nítida a importância de analisar e buscar meios de extrair informações representativas do maciço, que auxiliem na tomada de decisão nas fases de projeto.

Com relação ao dimensionamento das fundações, a partir da criação e análise de extensos bancos de dados de provas de carga, vários autores elaboraram formulações para a estimativa da resistência lateral e de ponta de estacas em solo. No caso de fundações embutidas em rocha, a maior parte dos trabalhos é internacional.

Portanto, a revisão da literatura existente é indispensável para a familiarização da linguagem técnica e dos conceitos que fundamentam a caracterização e classificação geomecânica de maciços rochosos, bem como, o dimensionamento de fundações através de estacas parcialmente embutidas em rocha.

2.2 ROCHAS

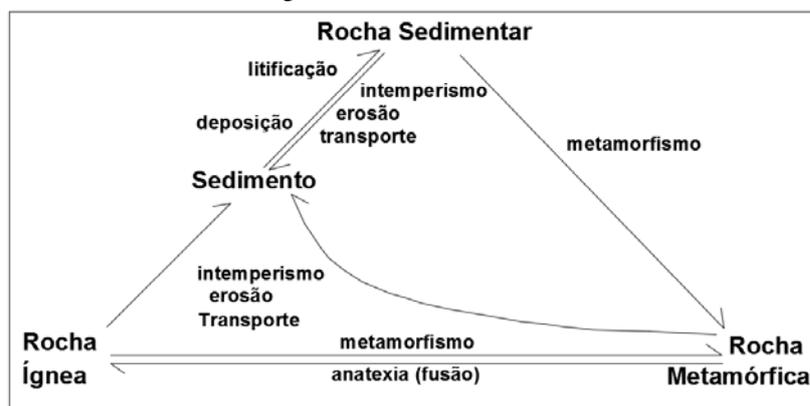
Segundo Grotzinger (2013), as rochas são produtos consolidados, resultantes da união natural de minerais. Essa união é oriunda de determinados processos geológicos que ocasionam a combinação de agregados de uma ou mais espécie de minerais, segundo a influência das condições de pressão e temperatura existentes.

Adicionalmente, a ABGE (2011), considera que as rochas também podem ser formadas por materiais não-cristalinos, a exemplo do vidro vulcânico, e sólidos orgânicos, como o carvão.

Em função de sua gênese, as rochas podem ser divididas em três grandes grupos: ígneas, sedimentares e metamórficas.

Os diferentes processos formadores de rochas possibilitam que esses grupos se relacionem por meio de transformações através do tempo geológico, como mostrado na Figura 2.1.

Figura 2.1 - Ciclo das rochas.



Fonte: ABGE (2011)

A determinação da natureza das rochas é feita, em parte, por sua mineralogia e, em parte, por sua textura. A mineralogia refere-se à composição mineralógica e a sua proporção na rocha. O termo textura descreve o formato, o tamanho e o arranjo que os minerais apresentam.

2.2.1 Rochas Ígneas

As rochas ígneas, ou magmáticas, são aquelas cuja formação se deu a altas temperaturas a partir da solidificação de material mineral, parcial a totalmente fundido, denominado de magma, gerado em grandes profundidades.

O magma gerado na crosta terrestre, pode deslocar-se, em direção a regiões de menores

pressões, podendo até, extravasar a superfície do planeta. Os diversos ambientes em que o magma pode se consolidar, aliado a sua composição mineralógica, imprimem às rochas ígneas importantes características texturais e estruturais.

Conforme o local de formação, distinguem-se dois tipos de rochas ígneas:

- Rochas ígneas plutônicas ou intrusivas: por serem formadas no interior da crosta, são rochas que se originaram pelo lento arrefecimento e solidificação do magma. Dessa maneira, essas rochas passam a apresentar características visuais marcantes, como textura média a grossa e desorientada, minerais bem cristalizados e ausência de vidro vulcânico ou cavidades. Entre as rochas plutônicas mais frequentes, tem-se o granito, sienito, diorito e gabro.

- Rochas ígneas vulcânicas ou extrusivas: São rochas que se solidificaram diretamente na superfície terrestre ou a pouca profundidade da crosta, devido a movimentação ascendente do magma.

Segundo Castro (2004), essas rochas apresentam a mesma composição mineral das rochas plutônicas, uma vez que ambas se originam de um mesmo tipo de magma.

As principais características macroscópicas desse grupo são a textura fina, aspecto homogêneo, presença de vidro vulcânico e estrutura colunar e fluidal.

São exemplares de rochas pertencentes a esse grupo, o basalto, riolito, traquito e andesito.

Adicionalmente, a NBR 6502 (1995), considera que as rochas ígneas também podem ser classificadas, quanto à profundidade de origem, em rochas hipoabissais.

Essas rochas são originadas em profundidades intermediárias entre as plutônicas e as vulcânicas, tendo ocorrência em forma tabular (dique), camada (sill ou soleira) ou filonar. Como exemplo, tem-se o diabásio e pegmatito.

A análise textural engloba as características de cristalização, cristalinidade, tamanho e forma dos minerais, relação mútua entre eles ou presença de vidro. Esses aspectos assumem grande importância na distinção entre as rochas intrusivas e extrusivas. Além disso, influenciam diretamente no comportamento geomecânico do material rochoso.

A ABGE (2011), apresenta na Tabela 2.1 as termologias para designar o grau de cristalinização, forma, cristalinidade e textura de rochas ígneas.

Tabela 2.1 - Grau de cristalização, forma, cristalinidade e textura de rochas ígneas.

GRAU DE CRISTALIZAÇÃO			
Holocristalinas	Inteiramente constituídas por cristais (lentamente resfriada)		
Hipocristalinas (vitrofiricas)	Constituída por vidro e cristais		
Holohialinas (vitreas)	Constituída por vidro (rapidamente resfriada)		
FORMA			
Euédrico (automórfico, idiomórfico)	Mineral completamente limitado por suas faces cristalinas		
Subédrico (hipautomórfico, hipidiomórfico)	Mineral parcialmente limitado por suas faces cristalinas		
Anédrico (xenomórfico, alotriomórfico)	Mineral que não apresenta faces cristalinas		
CRISTALINIDADE			
Fanerítica	Cristais individuais visíveis a olho nu; relativa às rochas plutônicas	—	
Afanítica	Diminutas dimensões dos cristais os torna invisíveis a olho nu. Podem ter vidro ou ser totalmente cristalinas; relativa às rochas vulcânicas	Microcristalina	cristais reconhecidos ao microscópio
		Cripcristalina	cristais não reconhecidos nem ao microscópio
TEXTURA			
Granular	Rocha holocristalina, com minerais constituintes aproximadamente equidimensionais		
Inequigranular (ou heterogranular)	Rocha apresentando cristais de diferentes tamanhos		
Porfirítica	Rocha apresentando cristais maiores (denominados fenocristais), dispersos em matriz uniformemente mais fina, que pode ser fanerítica - grossa, média ou fina ou afanítica		
Poiquilitica	Rocha apresentando cristais relativamente maiores de determinado mineral, que engloba numerosos cristais menores de um ou mais minerais diferentes.		

Fonte: ABGE (2011)

As rochas ígneas também podem ser subdivididas com base em sua constituição química e mineralógica. Um dos parâmetros fundamentais para a caracterização da composição das rochas ígneas é o teor de sílica.

De acordo com esse critério, as rochas podem ser ácidas, intermediárias, básicas ou ultrabásicas. A ABGE (2011) apresenta uma proposta de classificação para as rochas ígneas, desenvolvida pela Associação Internacional de Geologia de Engenharia e Meio Ambiente, IAEG em 1981. Essa proposta, associa e simplifica as classificações petrográfica e químicas, juntamente com a granulometria, conforme sintetiza a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Classificação das rochas ígneas.

CLASSIFICAÇÃO QUÍMICA	TEOR DE SiO ₂	CLASSIFICAÇÃO PETROGRÁFICA / GRANULOMETRIA
Ácidas		Granito (> 0,06 mm) e riolito (< 0,06 mm)
Intermediárias	52 - 66%	Diorito (> 0,06 mm) e andesito (< 0,06 mm)
Básicas		Gabro (> 2 mm), diabásio (2 - 0,06 mm) e basalto (< 0,06 mm)
Ultrabásicas	< 45%	Peridotito e piroxenito

Fonte: ABGE (2011)

Conforme Szabó (2000) nas rochas ácidas e intermediárias, predominam os minerais félsicos, de cores claras e com altos teores de Si, Al, Na e K, representados principalmente pelos feldspatos e feldspatoídes, além do próprio quartzo. Por outro lado, nas rochas básicas, encontram-se teores elevados de minerais máficos, Mg, Fe e Ca, que apresentam caracteristicamente cores escuras.

Como exemplo, tem-se o riolito, equivalente extrusivo do granito, apresentando composição félsica e coloração clara. Em contrapartida, o basalto é uma rocha máfica que apresenta coloração de cinza-escura a preta, com tonalidades avermelhadas ou amarronzadas, conferidas por óxidos/hidróxidos de ferro gerados pela alteração intempérica.

2.2.2 Rochas sedimentares

Para ABGE (2011) as rochas sedimentares são resultantes da consolidação de sedimentos, ou seja, partículas minerais provenientes da desagregação e do transporte de rochas preexistentes, ou da precipitação química, ou ainda, da ação biogênica.

A transformação dos sedimentos em rochas inicia-se logo após a sua deposição, por meio de um conjunto de processos químicos (dissolução, precipitação, cristalização, recristalização oxidação, redução e outros) e físicos, denominado diagênese.

Considerando a maneira como as rochas sedimentares se originam, elas são reunidas em três grandes grupos:

- Clásticas ou detríticas: são rochas formadas pela acumulação e posterior diagênese de sedimentos derivados da desagregação e decomposição de rochas na superfície. Como

exemplares de rocha desse grupo têm-se arenitos, siltitos e argilitos.

- Químicas: são aquelas que resultam da precipitação de determinados compostos químicos, tais como carbonatos, hidratados férricos coloidais e outros. Dentre os tipos mais comuns destacam-se evaporitos e dolomitas.
- Bioquímicas: são resultado da litificação de sedimentos com alto teor de matéria orgânica. Destaca-se nesse grupo o carvão.

2.2.3 Rochas metamórficas

Conforme Grotzinger (2013), as rochas metamórficas têm seu nome derivado das palavras gregas que significam “mudança” (*meta*) e “forma” (*morphe*). Essas rochas são resultantes de profundas modificações mineralógicas, químicas e estruturais, no decorrer dos processos geológicos, sofridas pelas rochas preexistentes, devido principalmente às grandes variações de pressão e temperatura.

Os fenômenos responsáveis pela formação das rochas metamórficas são conhecidos como metamorfismo. Dependendo do ambiente geológico e da extensão geográfica onde ocorrem estas transformações, o metamorfismo pode ser classificado em: local, regional ou dinamotermal e dinâmico (zonas de cisalhamento).

A ABGE (2011) considera que a rocha resultante de um determinado processo metamórfico depende, essencialmente, da sua composição original, das condições de pressão e temperatura e dos fluidos envolvidos. Dessa forma, mesmo que rochas de composição mineralógicas diferentes sejam submetidas ao mesmo processo metamórfico, sua mineralogia metamórfica será diversa.

Os minerais mais abundantes nas rochas metamórficas são os silicatos uma vez que as rochas parentais também possuem sua constituição rica nesses minerais. Castro (2004), menciona que as rochas metamórficas apresentam, em geral, textura grossa e geralmente orientada além de minerais cristalizados ou recristalizados.

As rochas metamórficas mais frequentes são os gnaisses, ardósias, xistos, quartzitos, mármore, milonitos etc.

O conhecimento da constituição mineralógica das rochas, bem como de suas características texturais e estruturais são importantes para a engenharia, uma vez que, a combinação desses aspectos reflete na resistência da rocha a ação de agentes químicos, físicos e mecânicos.

2.3 CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

A ABGE (2011) define maciço rochoso, do ponto de vista do seu aproveitamento na engenharia, como sendo um conjunto de blocos de rocha justapostos e articulados. O material constituinte dos blocos forma a matriz do maciço rochoso e as superfícies que os limitam, as descontinuidades.

Devido a evolução geológica na qual foram submetidos, os maciços rochosos são em geral, heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos. Para um mesmo maciço, seu comportamento pode ser diferenciado dependendo da maneira como é solicitado.

Zapata (2011) destaca que os projetos apoiados ou escavados em rocha devem considerar diversas variáveis, tais como, a geologia local, as propriedades da matriz rochosa e das descontinuidades, o estado de tensões *in situ* e induzidas pela obra, a escala relativa entre a obra e as descontinuidades, o grau de alteração do maciço, bem como a condição hidráulica, entre outros.

As características de maior relevância na apreciação qualitativa dos maciços rochosos estão associadas aos seguintes aspectos:

- **Litologia:** está relacionada à descrição das rochas que compõem o maciço. As características analisadas referem-se à composição mineralógica, cor, textura, tamanho dos grãos e outras feições particulares que permitam a identificação e delimitação de um grupo rochoso.
- **Alteração:** é definida como o conjunto de transformações, a que as rochas estão submetidas, devido a fenômenos físico-químicos que acabam resultando na modificação de suas características mecânicas, de deformabilidade ou em suas propriedades de permoporosidade.

A ISRM (1981) apresenta uma tabela com uma proposta de terminologias para a classificação dos diferentes graus de alteração, Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Classes de alteração.

Graus de alteração		
Termo	Descrição	Grau
Sã	Nenhum sinal visível de alteração. Pode ocorrer uma leve descoloração ao longo das descontinuidades.	AI
Levemente alterado	Descoloração indicando alteração da rocha e nas superfícies das descontinuidades. Toda a matriz rochosa pode estar descolorida pela alteração e estar mais fraca que na condição de rocha sã.	AII
Moderadamente alterado	Menos que 50% do material rochoso está decomposto e/ou desintegrado em solo. Tem-se rocha sã ou rocha com certo grau de descoloração formando um arcabouço descontínuo ou com núcleos de rocha.	AIII
Altamente alterado	Mais de 50% da rocha está decomposta e/ou desintegrada em solo. Tem-se rocha sã ou rocha com certo grau de descoloração formando um arcabouço descontínuo ou com pequenos núcleos pétreos.	AIV
Extremamente Alterado	Toda a matriz rochosa está decomposta ou desintegrada em solo. A estrutura original do maciço ainda está em grande parte preservado.	AV
Solo residual	Toda a rocha foi convertida em solo. A estrutura do maciço e o material de origem da matriz rochosa foi destruído. Há grande variação no volume, mas o solo não foi significativamente transportado.	AVI

Fonte: ISRM (1981).

Melo (2010) apresenta alguns aspectos que podem ser observados macroscopicamente:

- a) Alteração da cor original dos minerais e da rocha (descoloração ou oxidação);
 - b) Presença de minerais secundários (argila, óxidos, carbonatos, sílica amorfa)
 - c) Lixiviação do cimento original;
 - d) Aumento da porosidade e microfissuramento;
 - e) Diminuição do brilho e dureza dos minerais.
- Coerência: destina-se a avaliar, de forma indireta, as características de resistência da rocha com base nas propriedades de tenacidade, dureza e friabilidade. É caracterizada tátil-

visualmente, por meio da verificação da resistência que a rocha oferece ao impacto do martelo e ao risco com lâmina de aço.

Embora sejam critérios subjetivos, a análise integrada dos parâmetros de alteração e coerência são excelentes indicadores da intensidade da ação intempérica sobre um maciço rochoso. A exemplo da alteração, a coerência, trata-se de um critério relativo, válido para comparação entre variedades de um mesmo litotipo.

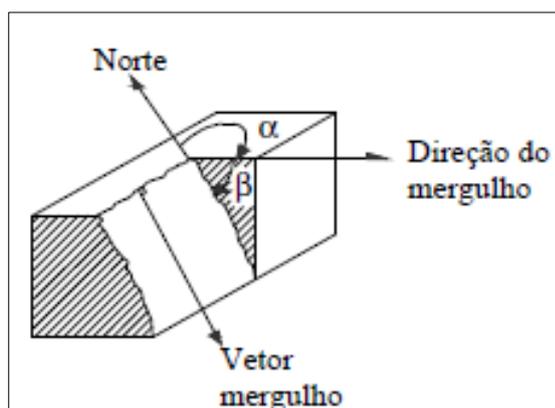
- Descontinuidades: entende-se por descontinuidade qualquer feição geológica que interrompa a continuidade física de um dado meio rochoso.

Conforme ressalta Vallejo (2002), as descontinuidades condicionam as propriedades e o comportamento resistente, deformacional e hidráulico dos maciços rochosos. São elas que imprimem um caráter descontínuo e anisotrópico aos maciços, dessa forma, seu reconhecimento, descrição e caracterização é fundamental.

As propriedades mais importantes a serem investigadas nas descontinuidades são:

- a) Orientação espacial: segundo a ISRM (2007), é definida pelo ângulo de mergulho (β) formado entre a linha de máxima inclinação e a horizontal (0 a 90°) e pela direção do mergulho (α) medido desde o Norte em sentido horário (0 a 360°), Figura 2.2.

Figura 2.2 - Orientação de uma descontinuidade.



Fonte: Zapata (2011)

A inclinação das descontinuidades constitui outra importante característica a ser analisada, pois é uma informação que permite a identificação de blocos de rocha potencialmente instáveis. A Tabela 2.4 apresenta um critério de classificação utilizado para a categorização da inclinação das fraturas, a partir das observações dos testemunhos retirados de furos

verticais. A avaliação das descontinuidades é feita em relação à horizontal.

Tabela 2.4 – Inclinação das fraturas.

DESCRIÇÃO	CATEGORIA
Horizontal (0° - 5°)	H
Sub-horizontal (6° - 20°)	SH
Inclinado (21° - 70°)	I
Sub-vertical (71° - 90°)	SV

Fonte: Coutinho (2008).

- b) Persistência ou continuidade da estrutura: é a extensão do traço de uma descontinuidade conforme observado em um afloramento, sendo determinada como o comprimento de penetração da descontinuidade dentro do maciço rochoso.

É um parâmetro difícil de ser analisado, quando não se dispõe de afloramentos extensos ou quando o estudo é baseado sobre testemunhos de sondagem rotativa. A ISRM (1978) sugere uma classificação para a persistência das descontinuidades, Tabela 2.5.

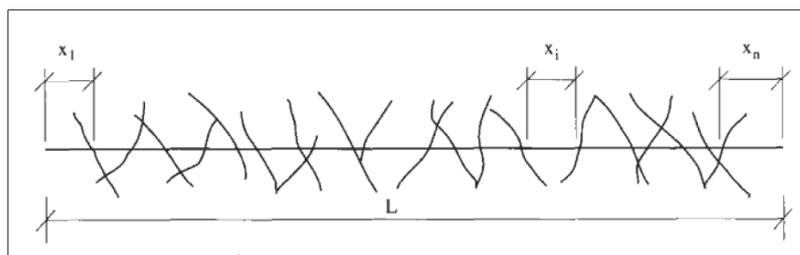
Tabela 2.5 – Classificação da persistência.

Descrição	Persistência
Muito baixa	< 1m
Baixa	1 – 3m
Média	3 – 10m
Alta	10 – 20m
Muito alta	> 20m

Fonte: ISRM (1978)

- c) Espaçamento e grau de fraturamento: O espaçamento é considerado como a distância perpendicular entre dois planos consecutivos de descontinuidades pertencentes a uma mesma família representando o espaçamento médio de uma família de juntas. A Figura 2.3 apresenta a quantificação do espaçamento das descontinuidades.

Figura 2.2 – Espaçamento das descontinuidades a partir de uma linha de referência.



Fonte: Hudson & Harison (1997)

A análise do fraturamento do maciço rochoso é feita através da quantidade de descontinuidades que interceptaram os testemunhos. O grau de intensidade de fraturamento pode ser adotado conforme os intervalos propostos na Tabela 2.6, que apresenta um critério muito utilizado no Brasil.

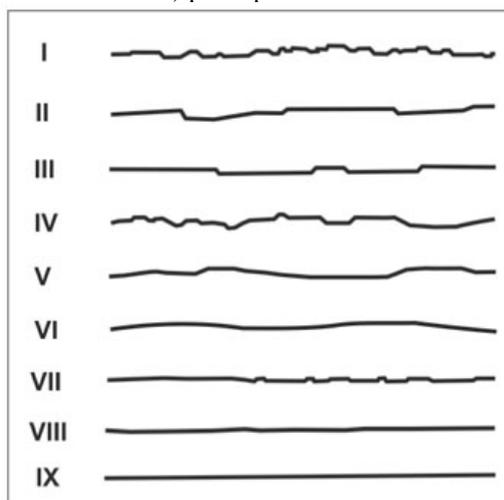
Tabela 2.6 - Graus de fraturamento.

DESCRIÇÃO	CATEGORIA	DENOMINAÇÕES
≤ 1 fratura por metro	F1	Rocha ocasionalmente fraturada
1 - 5 fratura por metro	F2	Rocha pouco fraturada
6 - 10 fratura por metro	F3	Rocha moderadamente fraturada
11 - 20 fratura por metro	F4	Rocha fortemente fraturada
> 20 fratura por metro	F5	Rocha extremamente fraturada

Fonte: Modificado IPT (1984).

- d) Rugosidade da superfície da fratura: é caracterizada pelas ondulações e irregularidades da superfície da fratura, Figura 2.4. A rugosidade das paredes de uma descontinuidade é uma característica potencialmente importante na sua resistência ao cisalhamento, especialmente nos casos de descontinuidades não preenchidas.

Figura 2.3 – Classificação das rugosidades: I) recortada irregular, II) recortada uniforme, III) recortada polida, IV) ondulada irregular, V) ondulada uniforme, VI) ondulada polida, VII) plana irregular, VIII) plana uniforme e IX) plana polida.



Fonte: ISRM (1981)

O DEINFRA-SC (1994), apresenta uma metodologia de classificação para as rugosidades da superfície das descontinuidades, Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Morfologias das superfícies das fraturas

TERMO	CATEGORIA
Áspera (irregular)	S1
Lisa	S2
Estriada	S3

Fonte: DEINFRA-SC (1994).

- e) Preenchimentos: designa o material presente entre as paredes de uma descontinuidade. O tipo do preenchimento tem um papel importante no comportamento do maciço rochoso, principalmente em relação à resistência ao cisalhamento, deformabilidade e condutividade hidráulica das descontinuidades.

Para a análise das descontinuidades quanto ao preenchimento, o IPT apresenta o padrão de classificação exposto na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - -- Tipos de superfície e preenchimento de descontinuidades.

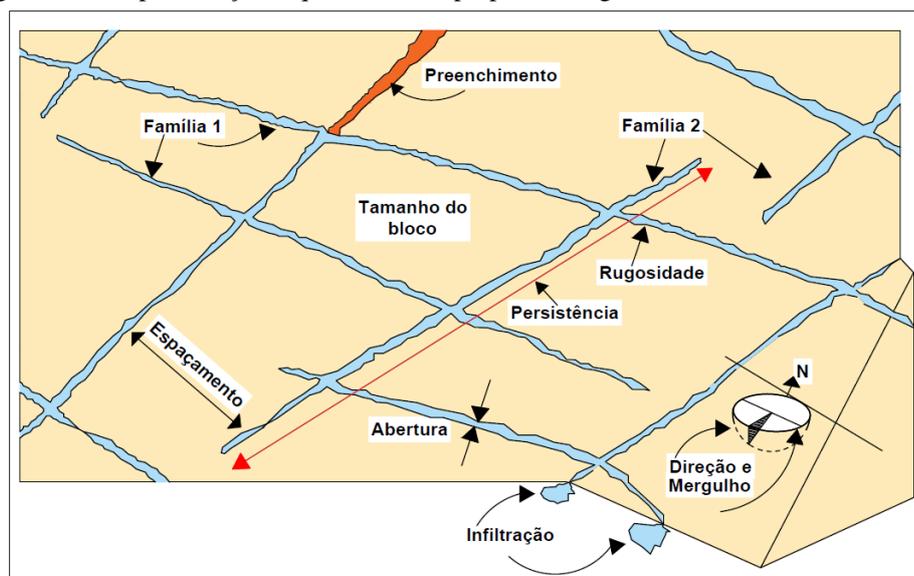
SIGLA	SUPERFÍCIE DAS DESCONTINUIDADES
D1	Contato rocha - rocha, paredes sãs, sem preenchimento.
D2	Contato rocha - rocha, preenchimento de material pétreo rijo (calcita, quartzo).
D3	Paredes com alteração incipiente, sinais de percolação d'água, preenchimento ausente
D4	Paredes alteradas, preenchimento ausente, fratura aberta
D5	Paredes alteradas, com preenchimento de fragmentos de rocha.
D6	Paredes alteradas, com preenchimento de argila e/ou areia.
D7	Paredes alteradas, com preenchimento distinto ou não identificado.

Fonte: IPT (1984).

f) Abertura: corresponde a distância entre as paredes de uma descontinuidade aberta, onde o espaço só é preenchido por ar ou por água.

A análise integrada das propriedades da rocha intacta e das feições das descontinuidades (Figura 2.5), fornece informações imprescindíveis aos profissionais de engenharia para estimar de forma segura o comportamento do maciço rochoso e assim propor um projeto eficiente para a obra em questão.

Figura 2.4 – Representação esquemática das propriedades geométricas das descontinuidades.



Fonte: Adaptado de Vallejo (2002)

Dessa forma, é necessário investigar e destacar as características que irão condicionar o

comportamento do maciço rochoso frente as diversas solicitações conferidas pelas fundações.

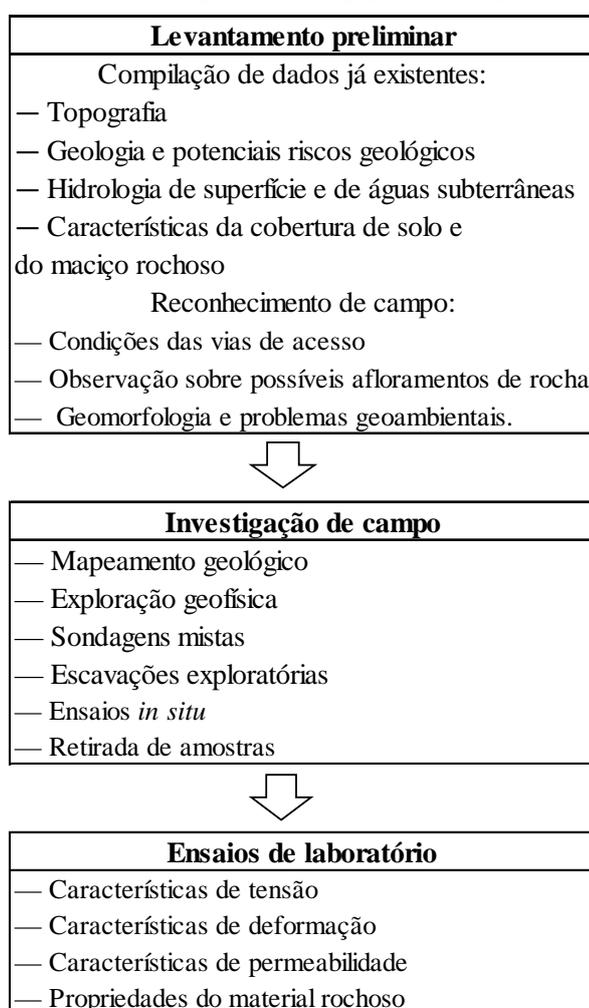
2.4 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

O reconhecimento das condições do subsolo é fundamental para orientar as fases de avaliação, concepção, construção e instrumentação de um projeto geotécnico.

A forma como o local será investigado deve se adaptar ao porte da obra, as cargas impostas na fundação e a complexidade do terreno. Como essas condições variam entre os diferentes locais de projeto, não é possível construir uma metodologia específica de investigação.

Entretanto, uma metodologia geral pode ser estabelecida, conforme apresenta a Figura 2.6.

Figura 2.5 – Metodologia de investigação de maciços rochosos.



Fonte: Adaptado da ABGE (2011)

2.4.1 Levantamento preliminar

Antes da implementação de um programa detalhado de investigação no terreno, é necessária uma pesquisa completa sobre as informações existentes e reconhecimento de campo. O tipo e a extensão da informação depende do custo e da complexidade do projeto.

Os dados sobre topografia, geologia, potenciais riscos geológicos, hidrologia de superfície e de águas subterrâneas, sismologia e características das massas rochosas são analisadas para orientar as demais etapas do programa de investigação.

Para isso, vários tipos de mapas e cartas da localidade podem fornecer uma excelente fonte de informação geológica para conhecimento da geologia regional e desenvolvimento dos modelos geológicos da área.

Após a análise completa dos dados geotécnicos disponíveis, um reconhecimento geológico de campo deve ser feito para coletar informações que podem ser obtidas sem a exploração do subsolo. O objetivo inicial deste reconhecimento de campo é, na medida do possível, confirmar ou expandir informações geológicas e hidrológicas coletadas de estudos preliminares de escritório.

Se houver afloramentos rochosos, o seu estudo oferece uma condição de observação mais favorável, principalmente em relação à distribuição espacial das estruturas. Com os trabalhos de campo, torna-se possível a análise da variabilidade das feições estruturais e suas sequências, permitindo que o maciço rochoso seja agrupado em domínios homogêneos.

Entretanto, nem sempre se dispõem de afloramentos com dimensões necessárias às observações, mas é possível complementar o estudo, aproveitando as superfícies expostas do maciço, a partir do início dos trabalhos de terraplanagem.

2.4.2 Investigação de campo

De modo geral, o mapeamento geológico do terreno avança desde a fase de estudos preliminares, através da coleta de mapas e informações existentes até o mapeamento detalhado a partir dos dados obtidos pela investigação de campo e ensaios de laboratório.

Os recursos geológicos e informações de importância para fundações em rocha que devem ser mapeadas no campo, segundo a USCE (1994), incluem:

- Falhas, juntas, zonas de cisalhamento, estratigrafia.

- Níveis de águas subterrâneas, nascentes, ou evidências do regime de águas subterrâneas.
- Cavidades potenciais devido a formações cársticas, minas e túneis.
- Potenciais problemas de rochas sujeitos a dissolução, inchaço, encolhimento e/ou erosão.
- Potencial instabilidade da inclinação da rocha.
- Tubulações de gás, água e esgoto bem como outras utilidades.

As principais ferramentas utilizadas na descrição de um maciço rochoso, através das características mencionadas anteriormente, são: sondagens mecânicas, ensaios geofísicos, escavações e ensaios *in situ*.

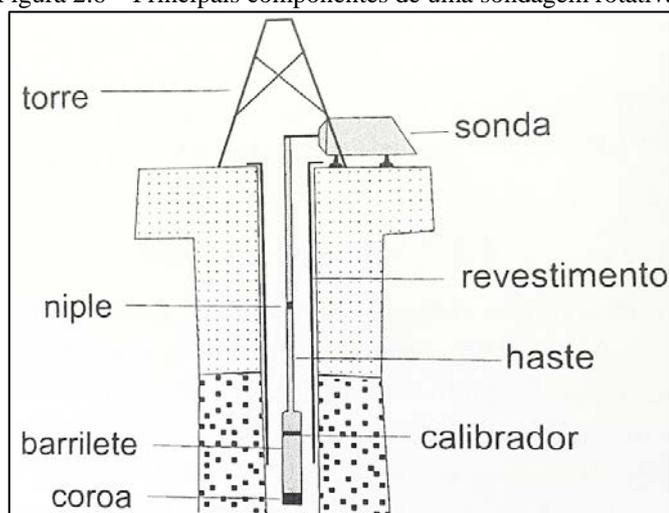
a) Sondagens mecânicas: O principal método de sondagem mecânica utilizado para reconhecimento geológico-geotécnico de maciços são as sondagens rotativas. Através delas, obtém-se testemunhos de sondagem que permitem não só a identificação da litologia e estruturas geológicas, mas também as características geotécnicas dos materiais e das discontinuidades.

O número de perfurações e a profundidade que os furos devem avançar depende da área do terreno, das características estruturais do projeto e das condições geológicas subterrâneas. A NBR 8036 (1983) estabelece que nos casos de fundações de importância, ou quando as camadas superiores de solo não forem adequadas ao suporte, aconselha-se a verificação da natureza e da continuidade da camada rochosa, tendo como profundidade mínima de investigação 5 m.

A sondagem rotativa consiste no uso de um conjunto moto-mecanizado para a retirada de amostras contínuas e cilíndricas, mediante a ação perfurante exercida pela rotação do conjunto e o corte proporcionado pela coroa diamantada que vai à frente da composição.

O equipamento padrão deve constar de tripé, sonda rotativa, bomba d'água, guincho, revestimentos, hastes, conectores, coroas e calibradores, e barriletes nos diâmetros especificados, conforme apresenta a Figura 2.7.

Figura 2.6 – Principais componentes de uma sondagem rotativa.



Fonte: Pereira (2003).

De acordo com Pereira (2003), os barriletes representam uma das principais peças das sondagens rotativas, pois são eles que acondicionam e protegem os testemunhos de sondagem, influenciando o grau de recuperação da sondagem.

Para SILVA (2001), existem no mercado vários tipos de barriletes, cujos avanços tecnológicos têm procurado diminuir a rotação e o atrito da amostra com a camisa interna, evitando ainda seu contato direto com o fluido de perfuração.

A coroa representa a peça de corte das sondagens rotativas, podendo ser cravejada de diamantes industriais ou de pastilhas de vídea, sendo escolhidas em função da dureza da rocha a perfurar, e do diâmetro do furo que se pretende abrir.

Segundo a ABGE (2011), existem barriletes e coroas de diversas dimensões, porém, o diâmetro do furo e do testemunho são padronizados segundo as especificações da *Diamond Core Drill Manufactures Association* (DCDMA) ou padrão Americano. Nessa classificação os diâmetros possuem as seguintes nomenclaturas: EW, AW, BW, NW e HW. No Brasil, os padrões mais utilizados são o NW e o HW.

A Tabela 2.9 apresenta os diâmetros do furo e dos respectivos testemunhos recuperados, segundo o padrão Americano.

Tabela 2.9 – Diâmetros de furos e testemunhos de sondagem segundo o padrão Americano.

Denominação Padrão DCDMA	Diâmetro de furo (mm)	Diâmetro de testemunho (mm)
EW	37,71	21,46
AW	48,00	30,10
BW	59,94	42,04
NW	75,69	54,73
HW	99,23	76,20

Fonte: ABGE (2011)

Conforme apresentado por Canello (2011), as sondagens rotativas podem se diferenciar do modelo padrão de execução quando se opta por um testemunho com orientação ou com amostra integral. O testemunho com orientação é utilizado na investigação ao longo de uma feição específica do maciço. A amostragem de testemunho integral permite obter amostras em sua posição original, com as atitudes das estruturas geológicas.

A sondagem rotativa é realizada em ciclos sucessivos de corte e retirada de testemunhos do interior do barrilete, esse procedimento é denominado de manobra.

O avanço de cada manobra depende da qualidade do material do testemunho, uma vez que, quando a rocha é de boa qualidade o comprimento do testemunho pode ser equivalente ao comprimento do barrilete. Por outro lado, quando o material amostrado não apresenta uma qualidade satisfatória, há perda ou destruição do material, conforme apresenta ABGE (2011).

A porcentagem de recuperação dos testemunhos ou amostras de uma sondagem rotativa refere-se a relação entre o número de metros perfurados numa determinada rocha e número de metros de testemunhos recuperados ou amostrados.

Na acomodação dos testemunhos é necessário a utilização de caixas de madeira ou de plástico com tampa, e subdivididas de modo a apresentar a sequência exata da posição da amostra no interior do furo, Figura 2.8. Além disso, a caixa de testemunho deve apresentar a identificação do furo, diâmetro das amostras e profundidade de obtenção.

As sondagens rotativas também podem ser realizadas como continuação das sondagens a percussão, quando nestas, for atingido o impenetrável. Nesse caso, a sondagem é dita mista e a sigla utilizada é SM.

Figura 2.7 – Caixa de testemunho.



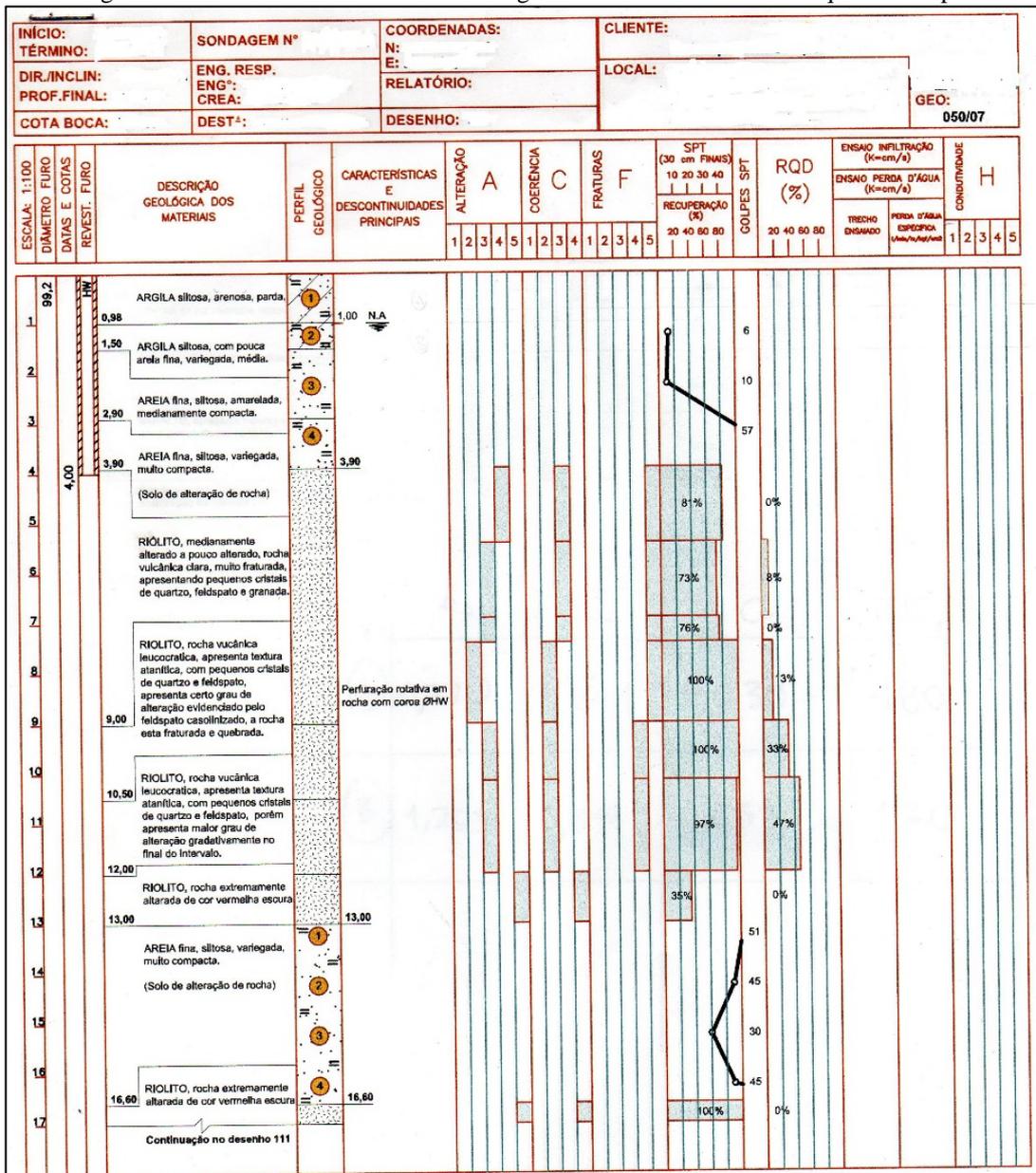
Fonte: Catálogo Etecaf (2016)

Finalizada a sondagem, os furos podem ser utilizados como piezômetros ou na realização de ensaios especiais, tais como ensaios de *crosshole*. Adicionalmente é possível checar as estruturas presentes nas paredes do furo através de dispositivos de imagem.

Caso não sejam aproveitados, devem ser preenchidos com calda de areia e cimento pois, se deixados abertos podem promover a interligação de aquíferos confinados, alterando as condições hidrogeológicas do maciço.

Após a análise dos testemunhos por um profissional capacitado, elabora-se o perfil geotécnico do furo. No caso de sondagens mistas, no trecho em solo é apresentado o número de golpes a percussão e o tipo de material encontrado em cada intervalo investigado. No trecho em maciço rochoso devem ser identificados o índice de qualidade da rocha e a descrição do material amostrado. Um exemplo de perfil geotécnico de uma sondagem mista é apresentado na Figura 2.9.

Figura 2.8 – Perfil resultante de uma sondagem mista executada na PetroquímicaSuape.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Esse índice de qualidade da rocha, é denominado de RQD (*Rock Quality Designation*), e trata-se de um parâmetro proposto por Deere et al. em 1967 para indicar a qualidade do meio rochoso. O RQD é expresso pela seguinte equação:

$$RQD = \frac{\sum p}{n} \times 100 \quad \text{Eq. 2.1}$$

Onde:

p = o comprimento da peça maior que 10 cm;

n = o comprimento da manobra de avanço de perfuração.

Segundo ABGE (2011), o critério é aplicado em testemunhos de sondagem rotativa com Barriletes duplo-livres, diâmetro mínimo NW (55 mm) e é restrito a rochas duras e medianamente duras. Além disso, cada pedaço individual de testemunho deverá ser medido ao longo da linha central do corpo, para padronização das medidas e, conseqüentemente, dos próprios valores do RQD.

A relação entre o índice RQD e a qualidade da rocha, proposta por Deere (1967), está disposta na Tabela 2.10.

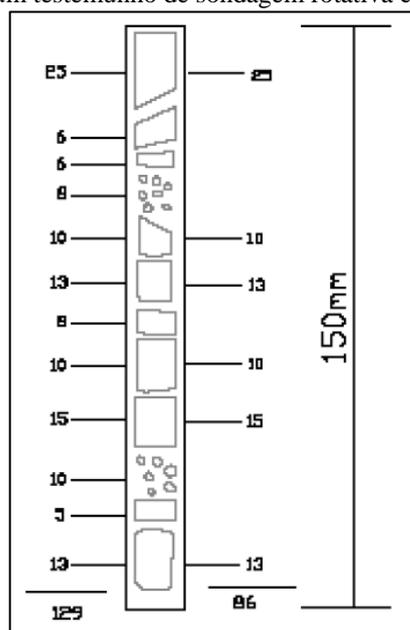
Tabela 2.10 – Relação entre a qualidade do maciço e o valor de RQD (%).

RQD (%)	Qualidade da rocha
< 25	Muito pobre
25-50	Pobre
50-75	Razoável
75-90	Boa
90-100	Excelente

Fonte: Deere (1967) apud Canello (2011).

Para exemplificar a obtenção do índice RQD, Canello (2011), utiliza a Figura 2.10 que representa um testemunho de sondagem rotativa de uma manobra com avanço de 150 cm. O somatório dos comprimentos de rocha maiores que 10 cm resultam em 86 cm. Dessa forma, por meio da equação 2.1, encontra-se um valor de RQD de 57%, esse valor corresponde a um padrão de qualidade do maciço classificado como razoável, conforme a relação apresentada anteriormente.

Figura 2.9 – Esquema de um testemunho de sondagem rotativa com manobra de 150 cm.



Fonte: Canello (2011).

b) Investigação geofísica: Com relação aos métodos de investigação geofísicos, a ABGE (2011), cita o seu emprego na determinação da distribuição em profundidade, de parâmetros físicos dos maciços que guardam estreitas relações com algumas características geológico-geotécnicas do material, como, o grau de alteração, grau de fraturamento e tipo litológico, aspectos fundamentais na investigação de uma determinada área.

Os principais métodos geofísicos utilizados na geologia de engenharia são: sísmicos, geolétricos e potenciais.

A investigação geofísica através de métodos geolétricos envolve a detecção, na superfície do terreno, dos efeitos produzidos pelo fluxo de corrente elétrica em subsuperfície. As investigações geolétricas tem por objetivo a determinação da distribuição das resistividades (ou condutividades) em subsuperfície.

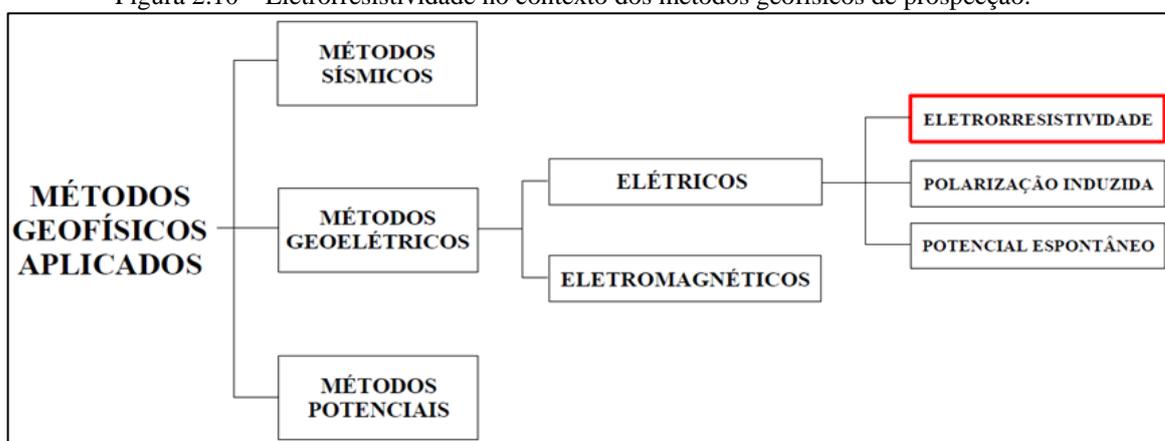
Os métodos geolétricos são amplamente empregados para:

- Determinação da posição e geometria do topo rochoso;
- Caracterização de estratos sedimentares;
- Identificação de zonas de falhas, zonas alteradas e/ou fraturadas, contatos litológicos, cavidades e diques;
- Caracterização de materiais impermeáveis e permeáveis;
- Localização de corpos condutores e corpos resistentes;

- Identificação do nível d'água;
- Identificação da direção e sentido do fluxo dos fluidos subsuperficiais.

Os métodos geoeletricos constituem um grupo no qual se encontram os métodos elétricos e eletromagnéticos, Figura 2.11. Dentre as principais propriedades elétricas utilizadas na investigação geoeletrica destaca-se a eletrorresistividade, que representa a dificuldade que a corrente elétrica encontra para sua passagem em um dado material.

Figura 2.10 – Eletrorresistividade no contexto dos métodos geofísicos de prospecção.

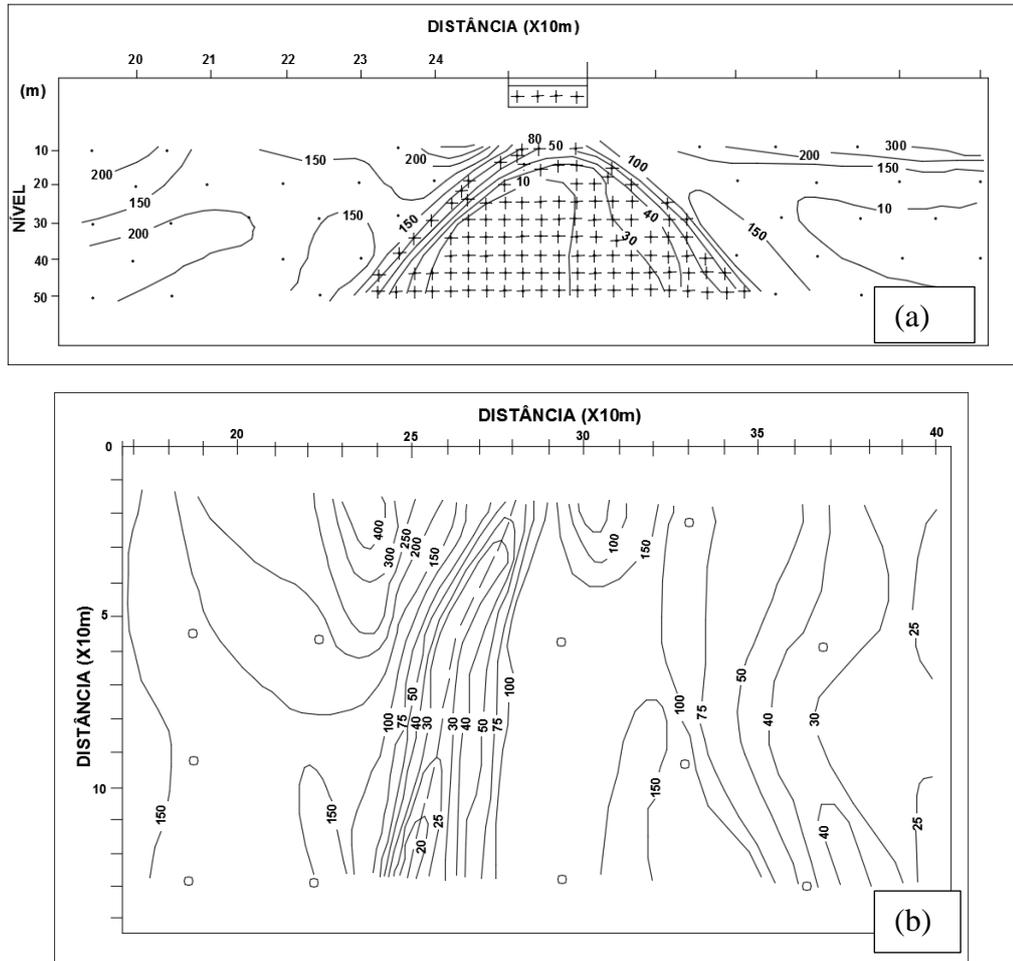


Fonte: Gandolfo (2007).

Conforme apresenta Gandolfo (2007), nos solos e rochas, a resistividade depende dos seguintes fatores predominantes: porosidade, composição mineralógica, grau de saturação, resistividade do fluido que preenche os vazios (função da concentração de sais dissolvidos no fluido), tamanho e forma das partículas sólidas.

Os equipamentos utilizados para as medidas geoeletricas compreendem uma fonte de energia, que alimenta uma unidade transmissora, conectada aos eletrodos de emissão ou de corrente (AB) e uma unidade de recepção e registro de dados, conectada aos eletrodos MN. Os dados de eletrorresistividade podem ser apresentados de várias formas, como perfis, seções, pseudo-seções e plantas de isovalores de resistividades aparentes. A Figura 2.12 apresenta duas formas de representação com resultados de levantamentos de eletrorresistividade.

Figura 2.11 – Formas de apresentação de dados de eletroresistividade. Exemplos obtidos em dois locais distintos: (a) pseudo-seção de resistividade aparente (ohm.m); (b) mapa de iso-resistividade (ohm.m).



Fonte: ABGE (2011).

Os métodos de medição da eletroresistividade são dois:

- Sondagem Elétrica Vertical (SEV)

O principal objetivo da SEV é o estudo da distribuição vertical do parâmetro resistividade elétrica, abaixo do ponto de interesse na superfície.

O método de sondagem elétrica vertical consiste em medir, na superfície terrestre, o parâmetro resistividade elétrica com o emprego de um arranjo (simétrico ou assimétrico) de eletrodos de emissão (AB) e de recepção (MN).

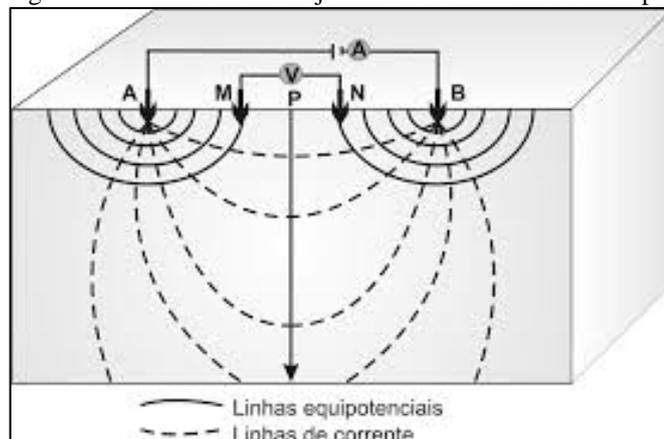
De acordo com a Figura 2.13, uma corrente I é enviada entre os eletrodos AB e a diferença de potencial resultante (ΔV) é medida entre MN. Deste modo, a resistência aparente (ρ_a) da porção do subsolo entre MN é dada por:

$$\rho_a = \frac{\Delta V}{I} K \quad \text{Eq 2.2}$$

Onde K é um fator geométrico relacionado ao espaçamento entre os eletrodos.

A resistividade elétrica medida é denominada aparente porque representa a resistividade média de todo o volume de material, entre a superfície e o ponto investigado em profundidade.

Figura 2.12 - Sondagem elétrica vertical: arranjo de eletrodos AB e NM do tipo Schlumberger.



Fonte: Moreira et al. (2007).

Com relação a escolha de qual arranjo de eletrodos a utilizar, existe uma série de fatores que condicionam essa escolha, porém o mais utilizado é Schlumberger.

Nesse arranjo, os eletrodos AB são afastados simetricamente em relação aos eletrodos MN, que permanecem fixos no centro do arranjo. As medidas normalmente são tomadas ao longo de uma linha, definindo-se um espaçamento entre eletrodos e caminhando sobre o perfil. A distância entre esses eletrodos de recepção só é alterada quando se faz necessário o aumento da relação sinal/ruído.

O “sinal” no método da eletrorresistividade refere-se à magnitude da diferença de potencial (ΔV) lida entre eletrodos para um dado valor de corrente injetado no solo. Valores muito pequenos de ΔV podem estar na ordem de grandeza do ruído local, resultando em um dado de confiabilidade duvidosa ou mesmo impossibilitando a execução uma boa leitura em campo. Em qualquer caso, deverá sempre ser mantida a relação $MN \leq AB/5$.

- Caminhamento Elétrico

O principal objetivo do caminhamento elétrico é o estudo da distribuição horizontal do

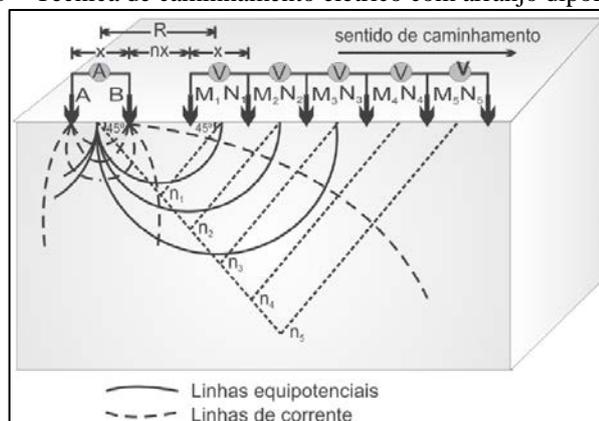
parâmetro resistividade elétrica a uma ou várias profundidades, aproximadamente constantes, abaixo do ponto de interesse na superfície. As investigações através do caminhamento elétrico ocorrem normalmente ao longo de perfis e os resultados obtidos são analisados conjuntamente em planta (uma para cada profundidade de interesse) ou em seções com várias profundidades de investigação.

Analogamente ao método SEV, uma corrente elétrica (I) é introduzida no subsolo através dos eletrodos AB e, entre os eletrodos MN, é medida a diferença de potencial ΔV , parâmetro este que será utilizado no cálculo da resistividade aparente, conforme equação 2.2.

Permitindo a análise das variações laterais da resistividade aparente do subsolo, o caminhamento elétrico possibilita a identificação de contatos geológicos verticais ou inclinados, mineralizações diques, fraturamentos, falhamentos, ou quaisquer outras características que se apresentem com heterogeneidades laterais de resistividade.

São várias as possibilidades de arranjos entre os eletrodos AB e MN no ensaio de caminhamento elétrico. A Figura 2.14 ilustra um exemplo de disposição de eletrodos num arranjo do tipo dipolo-dipolo.

Figura 2.13 – Técnica de caminhamento elétrico com arranjo dipolo-dipolo.



Fonte: Moreira et al. (2007).

- c) Escavações exploratórias: As trincheiras e túneis exploratórios proporcionam a observação do maciço rochoso em maior escala, o que permite uma melhor delimitação das interfaces entre material rochoso são, rocha alterada e solo. Adicionalmente, são indicadas para realização de alguns testes *in situ* que não podem ser executados em um furo menor. Os túneis exploratórios permitem uma análise detalhada das feições estruturais rochosas, tais como juntas, fraturas, falhas e zonas de cisalhamento. Eles são comumente usados para explorar as condições nos locais de grandes escavações subterrâneas e as fundações e pilares

de grandes projetos de barragens.

- d) Ensaio *in situ*: Os testes *in situ* são utilizados para determinar as propriedades dos materiais de subsuperfície e, em alguns casos, podem ser a única maneira de obter resultados significativos, tendo em vista a dificuldade na obtenção de amostras intactas representativas do maciço rochoso. Na Tabela 2.11 apresentam-se os principais ensaios de caracterização *in situ* de maciços rochosos e sua finalidade.

Tabela 2.11– Finalidade e principais tipos de ensaios *in situ* em maciço rochoso.

Finalidade do ensaio	Tipo de ensaio
Resistência	Cisalhamento direto
	Pressiômetro
	Compressão uniaxial
	Martelo de <i>Schmidt</i>
	Sobrefuração
Capacidade de carga	Carregamento sobre placas
Estado de tensão	Faturamento hidráulico
	Pressiômetro
	Sobrecarga
	Macaco plano
Deformabilidade	Geofísica
	Pressiômetro ou dilatômetro
	Carregamento sobre placas
	Sobrefuração
Permeabilidade	Perda d'água sob pressão

Fonte: Adaptado de USCE (1994).

Entretanto, com observa Gonçalves (2013), esses testes são frequentemente caros e devem ser reservados para projetos com cargas elevadas e que permitam uma certa mobilidade de prazos. Adicionalmente, nem sempre os projetistas possuem os equipamentos necessários para a realização dos ensaios. Dessa forma, o tipo, número e distribuição dos ensaios *in situ* devem ser ponderados cuidadosamente para que sejam alcançados resultados representativos a um menor custo e prazo.

2.4.3 Ensaio de laboratório

De acordo com Hoek (1974) apenas um número limitado de ensaios efetuados em laboratório são considerados relevantes para o projeto de uma fundação. A razão é que o comportamento do maciço rochoso é governado pela orientação e natureza das descontinuidades na massa rochosa, enquanto que as amostras enviadas ao laboratório geralmente consistem no material rochoso intacto. A Tabela 2.12 apresenta os principais ensaios de laboratório realizados em amostras de rocha para orientação de projetos de fundações.

Tabela 2.12 – Finalidade e tipo dos principais ensaios de laboratório em maciço rochoso.

Finalidade do ensaio	Tipo de ensaio
Tensão	Compressão uniaxial
	Cisalhamento direto
	Compressão triaxial
	Ensaio brasileiro
	Carga pontual
Deformabilidade	Compressão uniaxial
	Compressão triaxial
Permeabilidade	Permeabilidade ao gás
	Teor de água
	Porosidade
	Densidade
	Massa específica
	Absorção
Caracterização	Análise petrográfica
	Resistência a abrasão
	Durabilidade
	Velocidade de ondas sísmicas

Fonte: Adaptado de USCE (1994).

Entretanto, os ensaios realizados em amostras de rocha podem fornecer indícios sobre alguns dos problemas que são susceptíveis de surgir na escala do maciço rochoso. Além disso, oferecem importantes informações e parâmetros sobre os seguintes aspectos:

- a) Caracterização petrográfica: segundo a ABGE (2011), a caracterização é realizada em laboratório através da análise petrográfica em seções delgadas, ensaios granulométricos e

análises químicas.

Esses procedimentos permitem a classificação litológica, composição mineralógica, granulção, textura, presença de estruturas, determinação de sua estabilidade química e física e detecção de minerais deletérios.

Normalmente são utilizados os procedimentos de caracterização petrográfica e difração de raio X.

- b) Determinação das propriedades índices: conforme destacou Goodman (1989), as propriedades índice são muito importantes pelo seu significado físico, facilidade de interpretação dos resultados, pela possibilidade de obtenção de correlações com outras propriedades e por serem obtidas através de ensaios relativamente simples.

Para a ABGE (2011), as propriedades índices abrangem basicamente, o teor de umidade, a porosidade, o peso específico, a absorção d'água, a expansão e o desgaste.

No que se refere a porosidade, Chiossi (2013) considera que uma rocha pode ser classificada conforme apresenta a Tabela 2.13.

Tabela 2.13 - Classificação das rochas quanto à porosidade.

Classificação	Porosidade η (%)
Extremamente porosa	30 a 50
Muito porosa	10 a 30
Bastante porosa	5 a 10
Medianamente porosa	2,5 a 5
Pouco porosa	1 a 2,5
Muito compacta	< 1

Fonte: Chiossi (2013).

De acordo com Pinho (2003), a porosidade de uma rocha depende da sua gênese, sendo, geralmente influenciada pelos seguintes fatores: granulometria, forma dos grãos, composição dos grãos, orientação dos grãos e grau de compactação. Além disso, a porosidade pode variar para um mesmo tipo de rocha segundo sua profundidade, sua idade geológica e seu grau de intemperismo.

Segundo a ISMR (2007), do ponto de vista mecânico, um pequeno aumento na fração de volume de vazios pode produzir efeitos mecânicos notáveis na rocha, tais como a redução da resistência e o aumento da deformabilidade.

O peso específico pode ser obtido no estado saturado, úmido, natural e seco, podendo também, estar relacionado com a resistência à compressão da rocha, uma vez que, a resistência da rocha intacta aumenta com o aumento do peso específico da mesma. A Tabela 2.14 apresenta valores típicos de peso específico e porosidade para alguns tipos de rocha.

Tabela 2.14 – Valores típicos de peso específico e porosidade das rochas.

Tipo de rocha	Peso específico (kN/m³)	Porosidade η (%)
Granito	26 – 27	0,5 - 1,5 (0,9)
Riolito	24 – 26	4 – 6
Andesito	22 – 23,5	10 – 15
Gabro	30 – 31	0,1 - 0,2
Basalto	27 – 29	0,1 – 2,0
Dolomito	25 – 26	0,5 – 1
Gnaiss	27 – 30	0,5 - 1,5
Mármore	26 – 28	0,3 – 2 (0,6)
Quartzito	26 – 27	0,1 - 0,5

Fonte: Chiossi (2013)

A absorção d'água refere-se a uma grandeza que também tem ligação com a resistência à compressão da rocha, isto porque a presença de água no interior do maciço leva a uma redução de tensões efetivas e conseqüentemente a diminuição da resistência do maciço rochoso.

- c) Determinação das propriedades mecânicas: as propriedades de interesse para o estudo da resistência, deformabilidade e tensões naturais dos maciços rochosos, são: resistência à compressão simples, resistência à tração, velocidade de ondas sônicas, módulo de elasticidade, etc.

A classificação do maciço rochoso com relação a sua resistência à compressão uniaxial pode ser feita pelo critério estabelecido na Tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Classificação conforme a resistência à compressão uniaxial.

Termo	Resistência à compressão σ_u (MPa)
Fraco	1,5 - 15*
Moderadamente forte	15 - 50**
Forte	50 - 120
Muito forte	120 - 230
Extremamente forte	> 230

* rochas com resistência de 1,25 MPa, são considerados solos e devem ser testados como solo;

** rochas brandas são mais fracas que 50 MPa; rochas fortes são mais fortes que 50 MPa.

Fonte: IAEG (1979)

- d) Determinação das propriedades hidráulicas: a principal propriedade de interesse é a permeabilidade. Sabe-se que, em um meio poroso, a permeabilidade está associada a parâmetros, tanto em nível microscópico quanto em nível macroscópico. No nível microscópico, os principais parâmetros são tamanho, forma, orientação e interconexão dos poros. No macroscópico, os parâmetros incluem a abertura da fratura, a rugosidade da superfície da fratura e a distribuição e conexão das famílias de fraturas.

2.5 CRITÉRIOS DE RUPTURA

A resistência dos maciços rochosos é função das propriedades da rocha intacta e das descontinuidades.

Conforme apresenta Assis (2003), para estimar a resistência das rochas intactas é possível recorrer a ensaios triaxiais ou cisalhamento direto, que podem apresentar algumas dificuldades, entre elas, a preparação dos corpos de prova e a robustez e o custo do equipamento utilizado. No caso das descontinuidades, os ensaios de cisalhamento podem ser realizados na própria descontinuidade, porém, o custo pode ser um fator de inviabilidade do ensaio. Entretanto, as dimensões e condições naturais do maciço rochoso não podem ser reproduzidas em laboratório, uma vez que uma amostra representativa pode ser muito grande, inviabilizando a execução de ensaios.

Dessa forma, para a obtenção de parâmetros geomecânicos podem ser utilizados critérios de ruptura. Goodman (1989) define critérios de ruptura, como equações que indicam o limite do estado de tensões de determinado maciço, através de relações correspondentes ao estado de ruptura do material.

Zingano (2002) destaca que um critério de ruptura deve satisfazer, de forma geral, as seguintes condições:

- Ter uma boa correlação com os resultados dos ensaios triaxiais realizados em laboratório;
- Ser expresso por uma formulação matemática simples;
- Oferecer a possibilidade de estimar a resistência do maciço rochoso e de rochas fraturadas.

De acordo com Vallejo (2002), os critérios de ruptura permitem avaliar a resistência dos maciços rochosos a partir dos esforços atuantes e das propriedades do maciço. Azevedo e Marques (2002) consideram que os principais mecanismos de ruptura de uma rocha são: ruptura por flexão, ruptura por cisalhamento, ruptura por tração e ruptura por compressão.

Ao longo dos anos foram propostos vários critérios de ruptura, entretanto, muitos têm aplicação limitada. A Tabela 2.16 apresenta os principais critérios e suas aplicações.

Tabela 2.16 - Principais critérios de ruptura e aplicações.

Material Rochoso		Critério de Resistência	Obtenção de parâmetros
Rocha intacta		Mohr-Coulomb	Direta (ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais)
		Hoek & Brown	
	Contato parede/parede	Barton & Choubey	Semi-direta (ensaios simples)
Descontinuidade	Parcialmente preenchida	Mohr-Coulomb	Indireta (parâmetros J_r e J_a da classificação de Barton et al., 1974)
	Preenchimento dominante	Mohr-Coulomb	Direta (ensaios de cisalhamento no material do preenchimento)
Maciço rochoso		Mohr-Coulomb	Indireta (determinação de parâmetros através da classificação geomecânica GSI)
		Hoek & Brown	

Fonte: Assis (2003)

2.5.1 Critério de Mohr-Coulomb

Conforme define Assis (2003), o critério de Mohr-Coulomb, consiste em uma envoltória de ruptura linear a todos os círculos de Mohr que representam combinações críticas de tensões

principais.

O critério de Mohr-Coulomb é expresso como a relação entre a tensão cisalhante e a tensão normal na ruptura. A envoltória de ruptura, em termos de tensões efetivas, é dada pela seguinte expressão:

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi') \quad \text{Eq 2.3}$$

Onde: τ é a resistência ao cisalhamento na ruptura (MPa); c' é a coesão efetiva do material (MPa); σ' é a tensão normal efetiva aplicada no plano de ruptura (MPa); ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do material (radianos).

O critério formulado por Mohr-Coulomb é o mais simples e mais conhecido critério de ruptura. Entretanto, ele não representa completamente o comportamento de algumas rochas pois, conforme Assis (2003), a aplicação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb é válida apenas para os casos em que, as descontinuidades são lisas e planas, ou estão parcialmente preenchidas ou apresentam preenchimento dominante.

Além disso, para Zingano (2002) esse critério é mais adequado quando a rocha rompe por meio de um plano de cisalhamento, em tensões de confinamento mais elevadas. Esse comportamento não é observado em rochas brandas, pois elas se rompem por esmagamento ou fraturas paralelas ao eixo de compressão.

2.5.2 Critério de Hoek & Brown

Tendo em vista a não linearidade na envoltória de resistência para maciços rochosos e para uma grande variedade de rochas intactas, foi desenvolvido o critério de Hoek & Brown tendo como base uma série de resultados experimentais.

O critério foi desenvolvido originalmente para estimar a resistência de rochas intactas e depois foi expandido, para a consideração das características das descontinuidades do maciço rochoso. De acordo com as novas modificações, o critério de Hoek & Brown é traduzido pela seguinte expressão:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^a \quad \text{Eq 2.4}$$

Onde: σ'_1 é a tensão efetiva principal maior na ruptura (MPa); σ'_3 é a tensão efetiva principal menor na ruptura (MPa); σ_{ci} é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta (MPa); m_b , S e a são os parâmetros de resistência do maciço rochoso (adimensionais).

Devido às dificuldades em se realizar ensaios representativos em maciços rochosos, a obtenção dos parâmetros de resistência, para maciços fraturados passou a ser feita por meio de classificações geomecânicas e de correlações com dados já existentes.

Atualmente, a classificação geomecânica GSI (índice de resistência geológica) tem sido amplamente usada no meio técnico para estimar os parâmetros de resistência indiretamente.

Este sistema, que será melhor abordado em outra seção desse trabalho, baseia-se no conceito de que a resistência de um maciço rochoso depende não só das propriedades da rocha intacta, mas também na liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rotacionar sob diferentes condições de tensão.

Dessa forma, os parâmetros m_b , S e a podem ser expressos em função do valor GSI, conforme apresentam as seguintes expressões:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad \text{Eq. 2.5}$$

$$S = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad \text{Eq. 2.7}$$

Onde: m_i é um parâmetro de resistência da rocha intacta (adimensional); GSI é o índice de resistência geológica (adimensional); D é o fator de perturbação do maciço rochoso devido ao impacto da detonação na escavação (adimensional).

O valor do parâmetro D pode assumir valores entre zero, para um maciço não perturbado e um, para um maciço altamente perturbado, sendo que a escolha de um valor particular pode ser feita através dos valores propostos por Hoek (2007).

Entretanto, conforme afirma Marinós et al. (2005), o critério de ruptura de Hoek & Brown assume que o maciço rochoso é isotrópico, podendo apresentar um número significativo de descontinuidades pouco espaçadas e orientadas aleatoriamente.

Dessa forma, este critério não se aplica aos maciços rochosos com descontinuidades marcantes. Entretanto, Zapata (2011) menciona que algumas hipóteses têm sido feitas em relação ao uso do critério de Hoek & Brown em maciços que apresentam condições de anisotropia devido à foliação.

No caso em que a foliação não é desfavorável à estabilidade da obra, o critério pode ser aplicado.

2.6 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

Segundo ABGE (2011), as classificações consistem na definição de um conjunto de propriedades geológico-geotécnicas que, adequadamente ponderadas entre si, permitem a identificação e individualização de zonas de um maciço rochoso.

Essas zonas são caracterizadas por um comportamento específico resultante da combinação particular dos parâmetros classificatórios. Tal concepção permite a previsão das aptidões do maciço e seu comportamento geomecânico frente uma obra específica de engenharia.

A elaboração das classificações geomecânicas tiveram início na década de 40 e foram se aprimorando com o tempo, devido as atualizações associadas às inovações tecnológicas e à experiência adquirida.

Os objetivos da classificação dos maciços rochosos, segundo Bieniawski (1989), são:

- Identificar os parâmetros que mais influenciam o comportamento de um maciço rochoso;
- Dividir o maciço rochoso em trechos com comportamento semelhante;
- Fornecer parâmetros para a compreensão das características de cada classe do maciço;
- Relacionar as experiências encontradas no maciço de um determinado local com as condições e experiências encontradas em outros;
- Prover dados quantitativos e diretrizes para o projeto de engenharia;
- Fornecer uma base comum para a comunicação entre engenheiros e geólogos.

Apesar de existirem inúmeras classificações, as mais utilizadas atualmente são as classificações de Bieniawski (1989) mais conhecida como Sistema RMR, de Barton et al. (1974), o Sistema Q e o sistema GSI, (*Geological Strength Index*).

2.6.1 Sistema RMR (Rock Mass Rating)

O sistema de classificação RMR foi elaborado por Bieniawski inicialmente em 1973 e aprimorado até 1989, à medida que mais casos práticos foram sendo avaliados.

A classificação RMR traduz a qualidade do maciço através da atribuição de pesos a parâmetros que, segundo Bieniawski (1989), contribuem mais significativamente para o comportamento do maciço. O sistema leva em consideração os seguintes parâmetros de caracterização:

- A - Resistência à compressão da rocha intacta (σ_u) ou o índice de compressão puntiforme;
- B - Qualidade da rocha, expressa pelo RQD;
- C - Espaçamento entre descontinuidades;
- D - Condição de superfície das descontinuidades;
- E - Condições de água no maciço;
- F - Penalização devido a orientação das descontinuidades.

A classificação pelo sistema RMR consiste na aplicação da Equação 2.8:

$$\text{RMR} = A + B + C + D + E + F \quad \text{Eq. 2.8}$$

As considerações utilizadas por Bieniawski (1989) para a distribuição dos pesos referentes a cada um dos parâmetros, são apresentados a seguir:

2.6.1.1 Resistência à compressão da rocha intacta

A resistência da rocha intacta pode ser avaliada por meio da resistência à compressão uniaxial da rocha ou pela resistência à carga pontual. Entretanto, dar-se preferência para a utilização da resistência à compressão uniaxial.

A distribuição dos pesos com relação a esse parâmetro é apresentada na Tabela 2.17.

Tabela 2.17 – Distribuição de pesos relativos à resistência da rocha intacta.

Descrição	Resistência da rocha intacta		Pesos
	Compressão uniaxial, σ_u (MPa)	Carga pontual (MPa)	
Excepcionalmente resistente	> 250	> 10	15
Muito resistente	100 a 250	4 a 10	12
Resistente	50 a 100	2 a 4	7
Medianamente resistente	25 a 50	1 a 2	4
Fraco	5 a 25		2
Muito fraco	1 a 5	Ver compressão uniaxial	1
Excepcionalmente fraco	< 1		0

Fonte: Bieniawski (1989)

2.6.1.2 RQD:

Para Bieniawski (1989) o RQD, apesar de algumas limitações, é um parâmetro simples, barato e reprodutível. Além disso, foi demonstrado em alguns trabalhos que existe uma correlação entre o RQD e certos parâmetros físicos do maciço rochoso. A distribuição de pesos é apresentada na Tabela 2.18.

Tabela 2.18 – Distribuição de pesos relativos ao RQD.

RQD (%)	Peso
90 – 100	20
75 – 90	17
50 – 75	13
25 – 50	8
< 20	3

Fonte: Bieniawski (1989)

2.6.1.3 Espaçamento das descontinuidades:

O espaçamento das descontinuidades é de grande importância na avaliação do maciço rochoso, pois a presença de descontinuidades reduz a resistência do maciço, sendo que o espaçamento governa o grau de tal redução. Na Tabela 2.19 é apresentada a distribuição dos pesos em relação a intervalo de valores de espaçamento.

Tabela 2.19 - Distribuição de pesos relativos ao espaçamento das descontinuidades.

Descrição	Espaçamento	Peso
Muito afastadas	> 2 m	20
Afastadas	0,6 a 2 m	15
Moderadamente afastadas	200 a 600 mm	10
Próximas	60 a 200 mm	8
Muito próximas	< 60 mm	5

Fonte: Bieniawski (1989)

2.6.1.4 Condição das descontinuidades (quanto a rugosidade, preenchimento e alteração):

A condição das descontinuidades refere-se as características sobre a presença ou ausência de rugosidade em suas superfícies, o comprimento das descontinuidades, a abertura, o tipo de preenchimento existente nas aberturas e o grau de alteração.

Caso não haja valores disponíveis para a avaliação desse conjunto de parâmetros recorre-se a Tabela 2.20, escolhendo assim uma descrição mais próxima possível da realidade.

Tabela 2.20 – Distribuição de pesos a partir da descrição geral das condições das descontinuidades.

Descrição	Peso
Superfícies muito rugosas, não contínuas sem separação, paredes de rocha não alteradas	30
Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1mm, paredes ligeiramente alteradas	25
Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1mm, paredes muito alteradas	20
Superfícies polidas ou preenchimento com espessura < 5mm ou juntas contínuas com separação 1 - 5mm	10
Preenchimento mole com espessura > 5mm ou juntas contínuas com separação > 5mm	0

Fonte: Bieniawski (1989)

Entretanto, é possível a utilizar a Tabela 2.21 sempre que existir uma descrição detalhada das descontinuidades. Assim, o peso atribuído à condição das descontinuidades é o somatório dos cinco parâmetros característicos presentes.

Tabela 2.21 – Distribuição de pesos conforme descrição detalhada das descontinuidades.

Comprimento da descontinuidade	< 1	1 a 3	3 a 10	10 a 20	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	nenhuma	< 0,1 mm	0,1 a 1,0 mm	1 a 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	muito rugosa	rugosa	ligeiramente lisa	quase lisa	lisa
Peso	6	5	3	1	0
Preenchimento	nenhuma	duro < 5 mm	duro > 5 mm	mole < 5 mm	mole > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	não alteradas	ligeiramente alterada	moderada	muito	decomposto
Peso	6	5	3	1	0

Fonte: Bieniawski (1989)

2.6.1.5 Ação da água subterrânea:

A presença de água subterrânea tem influência significativa no comportamento do maciço rochoso. De acordo com Assis (2003), a pressão de água reduz os esforços resistente do maciço, adicionalmente, o fluxo de água pode erodir a superfície da obra e carrear material fino pelas fissuras existentes, podendo obstruir canais de drenagem natural ou remover o preenchimento das descontinuidades.

Os pesos referentes a esse aspecto são apresentados na Tabela 2.22.

Tabela 2.22 – Distribuição de pesos referente as condições da água subterrânea.

Vazão por 10 m de comprimento do túnel	Relação pressão da água vs tensão principal máxima	Condições gerais	Peso
nenhum	0	completamente seco	15
< 10 l/min	< 0,1	água intersticial	10
10 a 25 l/min	0,1 a 0,2	úmido	7
25 a 100 l/min	0,2 a 0,5	gotejamento	4
> 125 l/min	> 0,5	fluxo abundante	0

Fonte: Bieniawski (1989)

2.6.1.6 Orientação das descontinuidades em relação ao tipo de obra.

Este último parâmetro é tratado separadamente dos outros demais, pois é dependente do tipo de obra a ser realizada e a influência da orientação das descontinuidades. A Tabela 2.23 apresenta as penalizações aplicadas em cada situação.

Tabela 2.23 – Penalização conforme a orientação da descontinuidade em relação ao tipo de obra.

Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Fonte: Bieniawski (1989)

Vale ressaltar que as penalizações apresentadas por Bieniawski (1989) são aplicadas às fundações de barragens.

A partir do somatório dos pesos distribuídos, procede-se à classificação nominal do maciço rochoso em uma das cinco classes existentes, de acordo com o valor do intervalo em que se encontra o índice “RMR”. Para cada uma dessas classes são associadas uma estimativa do tempo médio de auto sustentação e vão livre, para o caso de túneis, e valores de coesão (kPa) e de ângulo de atrito, conforme apresenta a Tabela 2.24.

Entretanto, cada classe apresenta um intervalo muito amplo para valores de ângulo de atrito e coesão, tornando essas informações apenas uma forma de estimativa para os parâmetros de resistência do maciço rochoso aplicados a projetos de engenharia.

Tabela 2.24 – Classes do maciço e a estimativa de parâmetros.

Pesos	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe do maciço	I	II	III	IV	V
Descrição	muito bom	bom	regular	pobre	muito pobre
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300 a 400	200 a 300	100 a 200	< 100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	> 45	35 a 45	25 a 35	15 a 25	< 15

Fonte: Bieniawski (1989)

De acordo com Bieniawski (1984), a classificação RMR é aplicável a vários tipos de projeto de engenharia, como taludes, fundações e minas, sendo a maioria das aplicações em túneis.

No caso de fundações em rocha, o módulo de elasticidade do maciço é um parâmetro muito importante. Christofolletti (2014), considera o sistema de classificação RMR útil para a estimativa do módulo de elasticidade *in situ* (E_M) da fundação rochosa, uma vez que, permitem a estimativa de forma simples e de baixo custo.

Alguns autores desenvolveram modelos empíricos para determinação do módulo de deformação do maciço rochoso em função da classificação RMR. Entre eles destacam-se Bieniawski (1979) que utiliza uma equação para valores de RMR superiores a 50, (Equação 2.8). Para o caso de maciços com RMR inferiores a 50, Serafim & Pereira (1983) desenvolveram a Equação 2.9.

$$E_M = 2RMR - 100, \text{ para } RMR > 50 \quad \text{Eq. 2.8}$$

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40}, \text{ para } RMR < 50 \quad \text{Eq. 2.9}$$

Onde:

E_M : módulo de deformação da rocha *in situ* em GPa.

Bieniawski (1988) considera que o sistema de aplicação do RMR é simples e os parâmetros utilizados são facilmente obtidos através de furos de sondagem ou em mapeamentos geológicos. Entretanto, o autor não recomenda que esse sistema seja usado caso não se disponha de todos os dados, além disso, sugere a aplicação de no mínimo duas classificações no desenvolvimento de um projeto, com o propósito de garantir maior confiabilidade aos resultados obtidos.

2.6.2 Sistema Q

O sistema de classificação Q, também conhecido por *Rock Mass Quality*, foi proposto por Barton et al. (1974) a partir da compilação de mais de 200 casos históricos de obras de escavações subterrâneas. Os casos examinados incluíram 13 tipos de rochas ígneas, 24 tipos de rochas metamórficas e 9 tipos de rochas sedimentares.

A classificação consiste na aplicação da Equação 2.10:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad \text{Eq. 2.10}$$

Onde:

RQD – índice de qualidade da rocha, proposto por Deere (1967);
 J_n - índice da influência do número de famílias das fraturas (descontinuidades);
 J_r - índice de influência da rugosidade das paredes das fraturas;
 J_a - índice de influência da alteração das paredes das fraturas;
 J_w - índice de influência da ação da água subterrânea; e
 SRF - índice de influência do estado de tensões no maciço (“*Stress Reduction Factor*”).

De acordo com Barton et al. (1974), o índice (J_n) é obtido pelo somatório do número de descontinuidades interceptadas ao longo de uma direção ortogonal ao seu plano, ponderada pelo comprimento individual das linhas de levantamento.

O índice fornecido pelos coeficientes de rugosidade (J_r) e de alteração (J_a), deve ser aplicado à descontinuidade em condição mais desfavorável, isto é, aquela que demonstre a maior probabilidade de induzir a ruptura.

A relação entre a resistência à compressão uniaxial do maciço e a tensão principal maior, que é expressa através do parâmetro SRF, procura refletir o potencial de relaxação do maciço ao redor da escavação.

Conforme descrito por Barton et al. (1974), os três quocientes apresentados na equação 2.10 correspondem a três aspectos relativos ao maciço rochoso:

- a) RQD/J_n - este quociente representa uma medida das dimensões dos blocos. Esta relação tem um valor variável entre 200 e 0,5;
- b) J_r/J_a – está relacionado a rugosidade e o grau de alteração das paredes das descontinuidades ou dos materiais de preenchimento e representa a resistência ao cisalhamento entre blocos. Este quociente é crescente com o aumento da rugosidade e diminui com o aumento do grau de alteração;
- c) J_w/SRF - esta relação representa o estado de tensão do maciço rochoso. O parâmetro SRF caracteriza o estado de tensão do maciço, enquanto que J_w é a medida da pressão de água, que tem um efeito adverso na resistência ao cisalhamento das descontinuidades.

O índice de qualidade Q varia entre 0,001 a 1000 numa escala logarítmica, sendo dividido em 9 categorias de qualidade, como apresenta a Tabela 2.25.

Tabela 2.25 – Classificação do maciço rochoso baseado no índice Q.

Q	Classificação
400 a 1000	Excepcionalmente bom
100 a 400	Extremamente bom
40 a 100	Muito bom
10 a 40	Bom
4 a 10	Mediano
1 a 4	Pobre
0,1 a 1	Muito pobre
0,01 a 0,1	Extremamente pobre
0,001 a 0,01	Excepcionalmente pobre

Fonte: Barton et al., (1974).

O sistema Q mostra-se, dentre os vários sistemas de caracterização quantitativa de maciços rochosos, como o mais sensível à avaliação da influência das descontinuidades, considerando-a como o fator de maior importância para estimar o comportamento das escavações.

Além disso, o sistema Q permite o estabelecimento de correlações com inúmeras outras grandezas intervenientes no problema de interação suporte/macizo rochoso.

2.6.3 “GSI”- Geological Strength Index

O GSI é um sistema utilizado para estimar a resistência de um maciço rochoso, sujeito a diferentes condições. Apresentado originalmente por Hoek (1994), o GSI passou por mudanças ao longo dos anos, para se adaptar as diversas condições que não estavam consideradas na classificação original. Entre os ajustes realizados, o autor propôs um ábaco para maciços rochosos heterogêneos e maciços metamórficos com estruturas xistosas.

O índice representa um parâmetro de qualidade geomecânica compreendido entre 0 e 100, e se baseia na identificação e classificação em campo da macroestrutura representada pela formação dos blocos e a condição das descontinuidades (rugosidade, alteração, etc.). Para o caso de maciços homogêneos, o valor do “GSI” deve ser estimado através do ábaco representado na Figura 2.15.

O sistema GSI é baseado na inspeção visual das condições geológicas e trata-se de uma metodologia simples e rápida para classificação do maciço e obtenção de parâmetros de resistência.

Entretanto, de acordo com Gonçalves (2013), o índice GSI não deve ser aplicado caso o maciço apresente um espaçamento entre descontinuidades muito grande, em relação as dimensões da

obra, ou um conjunto de descontinuidades significativamente mais fraca que as outras.

Figura 2.14 - Ábaco para a atribuição da nota de classificação GSI para maciços homogêneos.

	CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE				
	MUITO BOA	BOA	REGULAR	FRACA	MUITO FRACA
ESTRUTURA	Diminuição da qualidade da superfície →				
 ROCHA ÍNFACTA OU MACIÇA – amostras de rocha íntacta ou rocha <i>in situ</i> maciça, com descontinuidades muito espaçadas	90	80		N/A	N/A
 EM BLOCOS – massa rochosa constituída por blocos de forma cúbica, decorrente do encontro de três famílias de descontinuidades, bem imbricada e não perturbada		70			
 EM MUITOS BLOCOS – massa de blocos multifacetados e angulosos, decorrente do encontro de quatro ou mais famílias de descontinuidades, imbricada e parcialmente perturbada			60		
 EM BLOCOS / PERTURBADA / DESCONTÍNUA – estrutura dobrada, com blocos angulosos decorrentes da interseção de muitas famílias de descontinuidades. Com acamamento ou xistosidade.				50	
 DESINTEGRADA – massa rochosa fracamente imbricada, intensamente quebrada, com mistura de blocos angulosos e blocos arredondados			40		
 LAMINADA / CISALHADA – ausência de blocos devido ao apertado espaçamento entre planos de xistosidade fraca ou planos de cisalhamento				30	
					20
	N/A	N/A			10

↓ Diminuição do imbricamento entre blocos de rocha

Fonte: Malafaia (2007).

2.6.4 Correlações entre os sistemas RMR e Q

Conforme indica ABGE (2011), os resultados obtidos pelo sistema RMR podem ser extrapolados para o sistema Q, através de correlações propostas por vários autores por meio da análise de casos práticos, Tabela 2.26.

Entretanto, apesar de útil, essas correlações apresentam grande dispersão, e devem ser usadas com reservas pois os sistemas não são completamente equivalentes.

Tabela 2.26 - Correlações entre classificações RMR e Q.

Correlação	Referência
$RMR = 9.0 \ln Q + 44$	Bieniaswki (1976), Jethawa et al. (1982)
$RMR = 5.9 \ln Q + 43$	Rutledge & Preston (1978)
$RMR = 5.4 \ln Q + 55$	Moreno (1980)
$RMR = 4.6 \ln Q + 56$	Cameron-Clarke & Budavari (1981)
$RMR = 5.0 \ln Q + 61$	Abad et al. (1984)
$RMR = 10.5 \ln Q + 42$	
$RMR = 8.7 \ln Q + 38$	Kaiser et al. (1986)
$RMR = 9.1 \ln Q + 45$	Trunk & Hömisch (1990)
$RMR = 7.0 \ln Q + 41$	El-Naqa (1994)
$RMR = 7.0 \ln Q + 44$	
$RMR = 15.0 \ln Q + 50$	Barton (1995)

Fonte: Adaptado de Zhang (2005)

Conforme ressalta Hoek (2000), as principais diferenças entre os sistemas são:

- No caso de rochas competentes, o sistema RMR utiliza a resistência à compressão uniaxial diretamente, enquanto o sistema Q trata da resistência *in situ*;
- Ambos os sistemas consideram a geologia e a geometria dos maciços rochosos, porém com ligeiras diferenças;
- A influência da orientação das descontinuidades é um parâmetro direto no sistema RMR, enquanto que no sistema Q isso fica implícito na relação entre J_r e J_a , uma vez que esses parâmetros serão aferidos para a descontinuidade com orientação desfavorável.

Além disso, conforme pontua Jaques (2015), estas correlações podem não ser precisas uma vez que a subjetividade na interpretação e pontuação dos parâmetros destes sistemas é inerente.

No que se refere a obtenção do índice GSI com base nas classificações RMR e Q, algumas considerações são feitas, conforme aponta Gonçalves (2013). Para o caso das correlações envolvendo os sistemas RMR e GSI, tem-se que:

- O maciço rochoso deve ser considerado como completamente seco, e os pesos atribuídos devem ser de 10 ou 15 referente à influência da água, para a classificação proposta por Bieniawski de 1979 e 1989 respectivamente;
- A orientação das descontinuidades é assumida como muito favorável.

Por outro lado, a correlação entre o sistema Q e GSI abrange um número maior de situações

geológicas e com maior segurança. Para isso utiliza-se a estimativa proposta pela equação 2.11

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad \text{Eq 2.11}$$

Onde o valor de Q' é calculado pela equação 2.10 considerando que a razão entre J_w/SRF é igual a 1.

2.7 FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS RAIZ EMBUTIDA EM MACIÇO ROCHOSO

As fundações são elementos estruturais destinados a transferir ao terreno as cargas que são aplicadas à estrutura, garantindo a segurança e a integridade da edificação ao longo de sua vida útil. Para Milititsky et al. (2015), uma fundação adequada é aquela que apresenta conveniente fator de segurança à ruptura e recalques compatíveis com o funcionamento do elemento suportado.

As estacas são elementos de fundação profunda, responsáveis por transmitir ao terreno, as cargas provenientes das estruturas ao longo de camadas mais profundas e resistentes. Os principais motivos para a utilização de estacas correspondem a:

- Quando as camadas superficiais do solo não apresentam resistência necessária ou são compressíveis para suportar a carga transmitida pela estrutura;
- Quando existem elevadas forças horizontais (aterros, ventos, sismo);
- No caso de ter solos expansivos e colapsíveis;
- Para atingir profundidades que não estão sujeitas à erosão, escavação ou outros efeitos.

A concepção de projetos de fundações através de estacas em solo é comum nos escritórios de engenharia. Atualmente, existe uma vasta literatura que aborda os fatores de influência e os mecanismos de transmissão de carga, além da estimativa dos recalques alcançados.

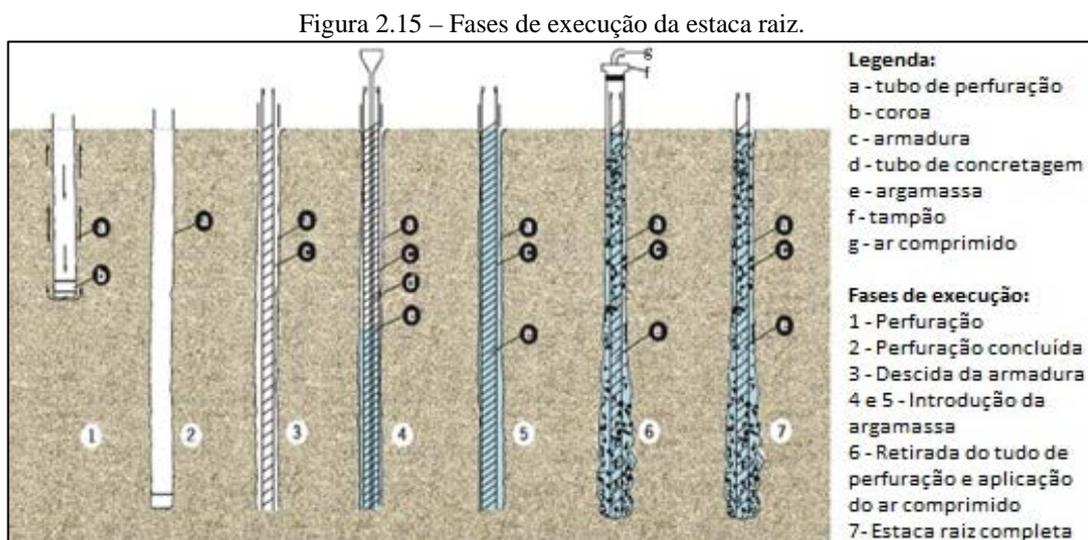
Entretanto, com relação às fundações embutidas em rocha, apesar dos avanços tecnológicos nas técnicas de escavação e investigação do subsolo, o projeto muitas vezes torna-se um desafio, pois como aponta Gannon et al. (1999), alguns aspectos colaboram para essa realidade, como:

- O estudo das formações geológicas ainda não recebe a importância necessária;

- A investigação geotécnica é mais onerosa, devido a necessidade de ensaios específicos de campo e laboratório;
- A forma como ocorre a transferência de carga ainda não é totalmente entendido;
- As propriedades podem ser substancialmente modificadas pelo método de execução das estacas.

A estaca raiz é um tipo de fundação profunda bastante utilizada em terrenos de elevada compacidade, ou consistência, ou que demonstrem a presença de rochas sãs, ou alteração de rocha.

De acordo com Joppert (2007), as estacas raiz são fundações moldadas “*in loco*”, executadas através de perfuratrizes rotativas e/ou percussivas, utilizando-se para isso, revestimento ao longo do furo visando garantir a integridade de seu fuste. Após a sua perfuração, a estaca é armada e preenchida com argamassa fluida, Figura 2.16.



Fonte: Brasfond (2006).

A seguir, descreve-se o processo executivo da estaca raiz, segundo ABEF (2012):

- a) Perfuração do terreno: A perfuração em solo é realizada por meio de perfuratriz rotativa ou roto-percussiva com a descida do tubo de revestimento com auxílio de circulação de água (ou ar comprimido), até a profundidade prevista em projeto.

O tubo de revestimento é composto por trechos emendados (por rosca) à medida que a perfuração avança, sendo posteriormente recuperados após a instalação da armadura e

preenchimento do furo com argamassa.

Quando houver dificuldade no avanço do tubo de revestimento, devido a solos muito duros ou ainda plásticos, devem

ser empregados brocas de três asas ou tricône para execução de pré-furo ou ainda para limpeza no interior do revestimento.

No caso de perfuração em rocha é necessário utilizar sapata ou coroa diamantada, acoplada ao barrilete amostrador, interno à composição de tubos de revestimento, de maneira a retirar-se o testemunho da rocha. Também podem ser utilizados martelos pneumáticos ou hidráulicos que perfuram por sistema roto-percussivo, e trabalham interiormente ao tubo de revestimento.

Após a perfuração atingir a cota de projeto, deve-se continuar a injetar água, sem avançar a perfuração, para promover a limpeza do furo.

- b) Armação: A armadura deve descer até apoiar-se no fundo do furo, conforme especificado em projeto.
- c) Colocação de material de preenchimento: Com a colocação do tubo de injeção no fundo da estaca, deve-se proceder à injeção submersa e ascensional da argamassa de cimento e areia por meio da bomba injetora, até a que está verta na boca do furo sem sinais de contaminação de lama ou detritos.
- d) Retirada do tubo de revestimento: Concluída a injeção da argamassa em toda a seção e extensão da estaca, deve-se iniciar a retirada dos segmentos de tubos através do auxílio de macacos extratores hidráulicos.

Sempre que houver o abatimento da argamassa no interior do tubo é necessária a reposição do volume, por gravidade, para que seja mantido o nível da argamassa até a superfície do terreno. Durante a retirada do revestimento, a armadura não pode sofrer deslocamento vertical para cima.

No caso de utilização de bomba de injeção de argamassa, com pressão mínima de trabalho de 0,3 MPa, não há necessidade da aplicação do ar, pois a eventual complementação da argamassa na boca do revestimento, será feita colocando-se a cabeça do revestimento e injetando-se a argamassa sob pressão.

Conforme apresenta a ABEF (2012), quando prontas, as estacas raiz apresentam diâmetro

variando entre 80 a 410 mm, sendo que no trecho em rocha existe uma redução no diâmetro.

Brito (1987) considera que a composição e a consistência dos aglomerantes que são utilizados na fabricação da argamassa, a armação longitudinal, o processo de perfuração e o emprego de ar comprimido na concretagem, em conjunto, concorrem para conferir à estaca uma adequada resistência estrutural e ótima aderência ao terreno, o que garante uma elevada capacidade de carga.

Além disso, com os avanços tecnológicos que foram incorporados nos equipamentos e técnicas de execução, as estacas raiz passaram a ter grandes vantagens construtivas e funcionais, entre elas destaca-se:

- Pode ser executada em terrenos com camadas muito resistentes ou na presença de matacões, maciço rochoso e estruturas antigas de concreto;
- O equipamento pode ser instalado em áreas de dimensões reduzidas ou locais de difícil acesso;
- Sua execução não provoca ruídos e vibrações excessivas;
- No processo de perfuração, não há descompressão do terreno o que proporciona a integridade das edificações vizinhas.
- Podem ser executadas em qualquer inclinação e atingir grandes profundidades.

Segundo o catálogo técnico da FUNDESP (2009), o processo executivo da estaca raiz, além de aumentar substancialmente o valor do atrito lateral, garante a integridade do fuste, permitindo que se considere a resistência da argamassa no dimensionamento estrutural da estaca, conseguindo-se, deste modo, uma sensível redução na armadura e, conseqüentemente, no custo final da estaca.

Entretanto, o elevado custo de execução é um ponto desfavorável em relação as estacas raiz.

Silva (2013), alerta que deve haver uma criteriosa supervisão durante a execução das fundações, pois quaisquer falhas executivas em uma das fases, pode resultar em uma diminuição considerável na capacidade de carga na estaca.

2.8 COMPORTAMENTO GERAL DE ESTACAS EMBUTIDAS EM MACIÇO ROCHOSO

Diante das incertezas inerentes ao uso de fundações embutidas em rocha, importantes estudos vêm sendo elaborados e aprimorados na tentativa de avaliar o mecanismo de transferência de

carga e o desempenho do maciço rochoso.

Conforme Sousa (2006), os métodos de dimensionamento de fundações profundas através de estacas, assentam geralmente em bases empíricas e semi-empíricas. Desse modo, não é indicado que essas correlações experimentais sejam diretamente aplicadas em outra região, sem avaliação de sua aplicabilidade. Dessa forma, é fundamental analisar os mecanismos de interação entre a estaca e as peculiaridades do terreno.

2.8.1 Resistência lateral de estacas embutidas em rocha e fatores de influência

De acordo com Carter e Kulhawy (1988) em estacas com embutimento completo na rocha e submetidas à compressão axial, a resistência de ponta só é realmente mobilizada para níveis de tensão capazes de provocar algum movimento significativo entre as interfaces fuste-rocha ao longo de toda a extensão da estaca.

Diante disso, a maioria dos estudos a respeito da transferência de carga em estacas embutidas em maciço rochoso, foram de fato, concentrados na avaliação da mobilização da resistência lateral do embutimento e seus fatores de influência, tais como, a rugosidade e geometria da estaca, relação entre módulos de elasticidade da rocha e do concreto da estaca, forma de execução da estaca, grau de fraturamento do maciço rochoso, resistência à compressão uniaxial da rocha, entre outros.

No que se refere a rugosidade, de acordo com Juvêncio (2015), a resistência lateral geralmente apresenta uma componente de ligação como resultado físico de uma cimentação entre o concreto e a rocha ou através da rugosidade produzida mecanicamente ao longo do embutimento.

O mecanismo típico de transferência de carga, em função da geometria da rugosidade, pode ser resumido em três estágios, segundo Nunes (2002):

- Resistência garantida pela adesão estaca-rocha;
- Resistência por atrito e/ou embricamento;
- Resistência por cisalhamento.

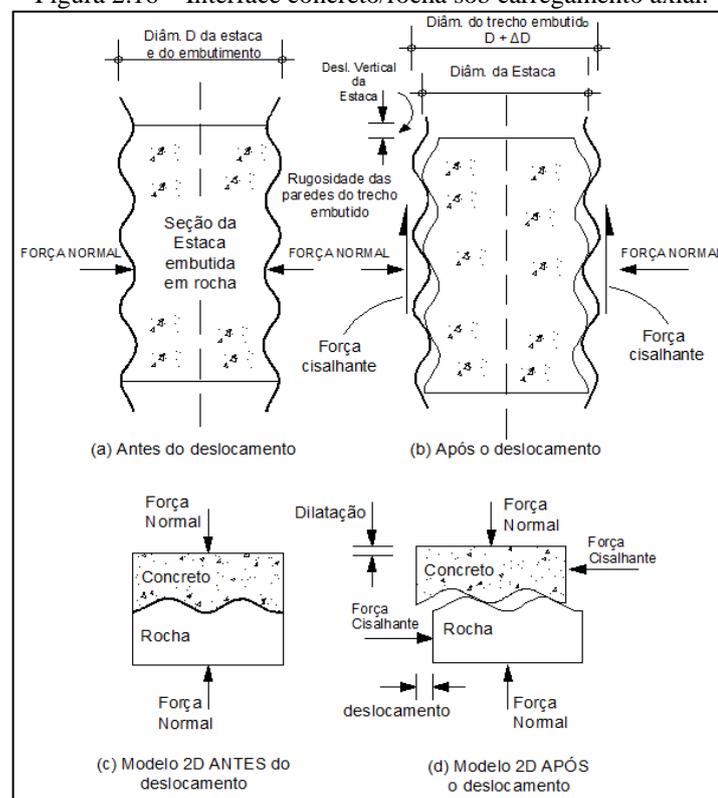
Johnston e Lan (1989), observaram que mediante a aplicação de carga axial na estaca, a tensão cisalhante se desenvolve e ocorrem deslocamentos verticais com a consequente ruptura da adesão entre a estaca e a rocha, conforme mostra a Figura 2.17a e 2.17b.

Esses deslocamentos são acompanhados por um aumento no diâmetro do trecho embutido. Através das Figuras 2.17c e 2.17d é possível analisar esse mecanismo, pois, conforme Costa (2005), a interface concreto-rocha pode ser interpretada como uma descontinuidade ou junta do sistema. Dessa forma, o comportamento de uma estaca embutida em rocha pode ser estudado em corpos de prova, através do ensaio de cisalhamento direto com rigidez constante.

A Figura 2.17d mostra que, para superar o embricamento entre o concreto e as rugosidades é necessária uma expansão volumétrica durante o cisalhamento.

Dessa forma, quanto maior a rugosidade, maior a dilatação da seção. A tensão normal ao fuste da estaca cresce com o aumento da dilatação, aumentando então a resistência lateral.

Figura 2.16 – Interface concreto/rocha sob carregamento axial.



Fonte: Juvêncio (2015).

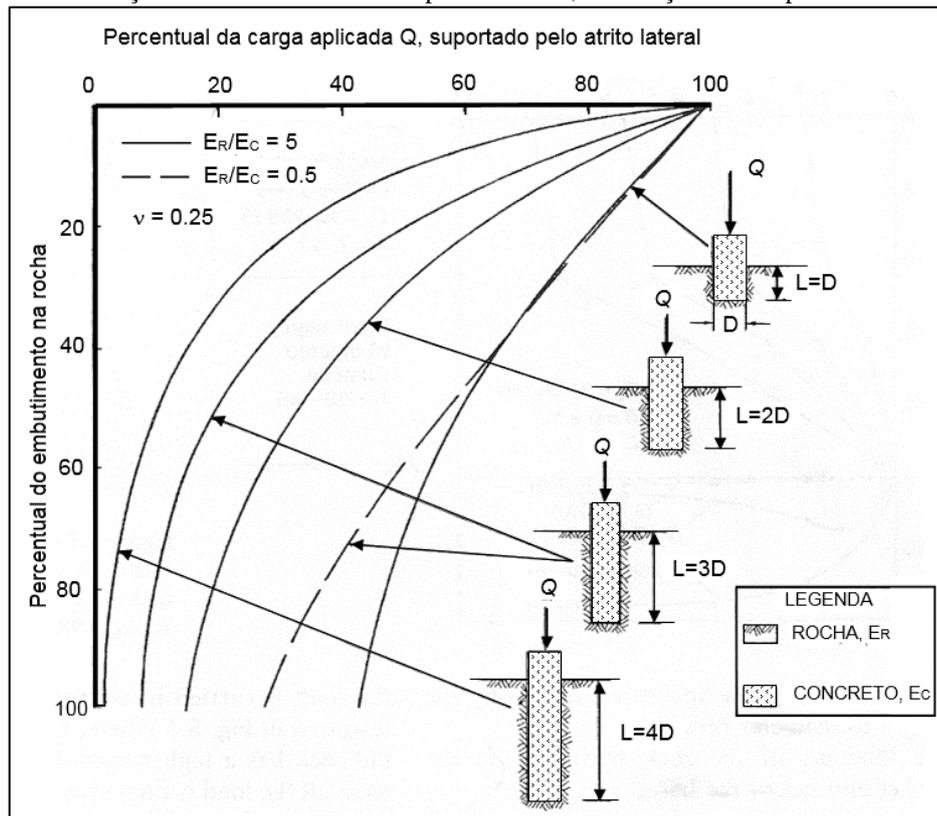
Com relação a geometria da estaca que, por sua vez, se define pela razão entre o comprimento de embutimento (L) e o diâmetro (D), constata-se a sua importância na transferência de carga das fundações.

Juvêncio (2015), baseado em estudos feitos por Osterberg e Gill (1973), observa que a medida que a relação (L/D) aumenta, parte da carga aplicada é progressivamente transmitida às paredes laterais. Na Figura 2.18 é possível analisar, para a condição do módulo de elasticidade da rocha

superior ao do concreto, que em uma geometria na razão de $L=4D$ quase toda a carga aplicada é transferida para as paredes do embutimento.

Por outro lado, quando se observa a relação $L=D$, percebe-se que somente 50% da carga aplicada se transmite as paredes do embutimento.

Figura 2.17 - Distribuição da tensão cisalhante na parede lateral, em relação ao comprimento do embutimento.



Fonte: Juvêncio (2015)

Outro fator influente na resistência lateral das estacas é o processo executivo. Após a execução do furo deve ocorrer a remoção dos detritos ou de bentonita através da injeção de água. Entretanto, quando a operação de limpeza não garante a total retirada dos resíduos, eles podem formar uma fina camada na parede do furo que pode diminuir a aderência entre o concreto e a rocha, interferindo dessa maneira, na tensão cisalhante da interface estaca-rocha.

Apesar da existência de vários estudos sobre os fatores que influenciam o comportamento de estacas embutidas em meio rochoso, os métodos para estimativa da capacidade de carga não chegam a abranger todos esses condicionantes. Então, diante da dificuldade em se quantificar alguns parâmetros de cálculos, faz-se necessário grandes simplificações que podem não refletir a complexidade das condições reais da fundação.

2.8.2 Resistência de ponta de estacas embutidas em rocha e fatores de influência

A *Federal Highway Association* (2010) propõe algumas recomendações que devem ser atendidas para a consideração da resistência de ponta nos projetos de fundação embutidas no maciço rochoso:

- a) A ponta da estaca deve ser apoiada sobre rocha maciça, com ausência de juntas ou cavidades compressíveis e a uma profundidade de ao menos, um diâmetro abaixo da base da estaca;
- b) Não devem existir cavidades ou vazios expressivos sob a rocha da base da estaca;
- c) Deve haver a certificação sobre a limpeza da base do furo.

A presença de juntas ou cavidades no maciço rochoso pode vir a ocasionar a fuga do material de preenchimento durante a execução da estaca, podendo comprometer a integridade da geometria de projeto do elemento de fundação. Além disso, caso essas descontinuidades sejam compressíveis, pode ocorrer uma deformação na estaca derivada da movimentação das juntas após a aplicação do carregamento.

Cabral e Antunes (2000) também fazem considerações sobre o tema, para eles, a capacidade de ponta de uma estaca é diretamente proporcional a eficiência da limpeza da perfuração.

Sendo assim, quando não se garante a limpeza total do fundo do furo, a parcela referente a resistência de ponta deve ser analisada com atenção, especialmente para o caso de estacas inseridas em maciços de baixa qualidade, isto é, extremamente intemperizados e/ou com estrutura interna muito descontínua.

Adicionalmente, conforme já apresentado, a resistência de ponta de estacas embutidas em rocha só é mobilizada quando o fuste apresenta deslocamentos significativos.

Mais recentemente, através da análise de 30 provas de carga dinâmicas, Juvêncio (2015) encontrou que a relação entre a carga que chega a ponta e a carga aplicada no topo da estaca é de 9%. Esse valor também é coerente com os resultados encontrados por CARTER e KULHAWY (1988), para a mesma relação, onde a carga mobilizada pela ponta está em torno de 10 a 20% da carga total.

Em seu trabalho, Ladanyi (1977 apud Nunes 2002) considera que a ponta da estaca suporta entre 5 a 25% da carga total, para razões de embutimento (relação entre comprimento e diâmetro da estaca) entre 2 e 4.

Entretanto, muitos projetistas normalmente passam a desconsiderar a parcela de resistência relativa a ponta da estaca, admitindo que toda a carga é suportada pela resistência de fuste.

2.9 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM SOLO E PARCIALMENTE EMBUTIDAS EM MACIÇO ROCHOSO

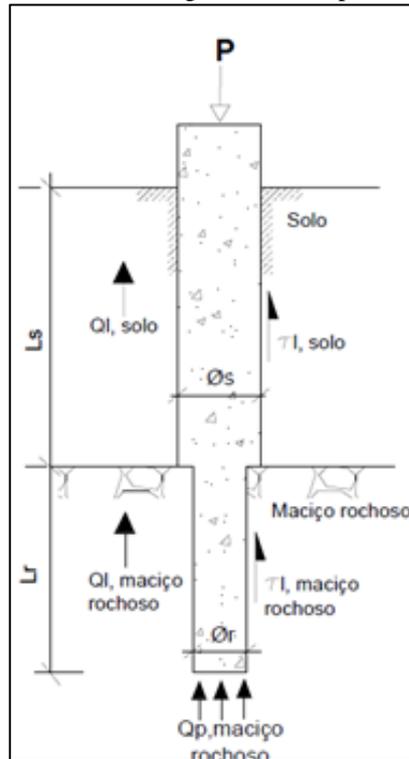
A carga axial aplicada no topo de uma estaca parcialmente embutida em rocha é transferida ao terreno por meio da tensão cisalhante no trecho da estaca em solo, no embutimento lateral em maciço rochoso e pela tensão normal de compressão entre a ponta da estaca e a rocha. O esquema geral de transferência de carga em estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso é apresentado na Figura 2.19.

Quando uma estaca atravessa camadas heterogêneas, as deformações necessárias para a mobilização da resistência em cada trecho são diferentes, devido as características de rigidez dos materiais atravessados. Dessa forma, a transferência da carga ao longo de estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, torna-se algo complexo e com poucas conclusões definitivas. Logo, devido ao grau de incertezas associadas ao uso de fundações profundas parcialmente embutidas em rocha, os projetos tendem a ser bastante conservadores.

Juvêncio (2015) destaca que a maioria dos projetos de fundação em estaca, com embutimento parcial ou total em rocha, consideram apenas a resistência lateral para suportar todo o carregamento, em vez da combinação da resistência lateral e ponta.

Adicionalmente, Musarra (2014) expõem que em estacas embutidas parcialmente em rocha, a contribuição do trecho em solo é normalmente é desprezada. Entretanto, por meio de análises de provas de cargas dinâmica, Juvêncio (2015) observou que nas estacas testadas, em que existiam um perfil com intemperismo gradual da rocha, a parcela de resistência suportada pelo solo atingiu tipicamente 40% da carga última aplicada.

Figura 2.18 – Esquema geral de transferência de carga em estacas parcialmente embutida em maciço rochoso.



Fonte: Adaptado de Juvêncio (2015)

No Brasil existem várias formulações semi-empíricas empregadas na estimativa da capacidade de carga em estacas em solo. Estas fórmulas buscam correlações, em sua maioria, com valores de resistência à penetração estática, fornecidos pelo ensaio de cone (CPT), ou com valores de resistência à penetração dinâmica, medidos nas sondagens à percussão (SPT).

Com relação a estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha, muitos autores concentraram seus estudos em buscar correlações entre a resistência por atrito lateral do embutimento e resistência da ponta da estaca com a resistência a compressão uniaxial da rocha.

2.9.1 Estimativa da capacidade de carga de estacas em solo

Com o objetivo de determinar a capacidade de carga das estacas em solo, foram propostos alguns métodos semi-empíricos de estimativa. A Tabela 2.27 apresenta os principais métodos.

Tabela 2.27 – Métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de estacas.

Material	Método	Aplicado para estacas
Solo	Aoki-Velloso (1975)	Franki, metálica, pré-moldada, escavada com lama, raiz, hélice contínua e ômega
	Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996)	estacas cravadas, escavadas em geral, hélice contínua e injetadas
	Cabral (1986)	raiz
	Brasfond (1991)	raiz
	Teixeira (1996)	Franki, pré-moldada, metálica, escava sem lama, raiz
	Antunes e Cabral (1996)	hélice contínua
	Lobo (2005)	pré-moldada, metálica, hélice contínua e escavadas em geral

Fonte: Autora

A capacidade de carga de uma estaca em solo é dada pela soma entre a resistência lateral ($Q_{L,s}$) e a parcela referente a resistência na ponta da estaca ($Q_{p,s}$), Eq 2.12.

$$Q_{ult} = Q_{L,s} + Q_{p,s} \quad \text{Eq. 2.12}$$

As parcelas de resistência lateral em solo e da ponta da estaca são dadas, respectivamente pelas relações seguintes:

$$Q_{L,s} = U \sum \tau_{l,s} \Delta_L \quad \text{Eq. 2.13}$$

$$Q_{p,s} = q_{p,s} A_p \quad \text{Eq. 2.14}$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal da estaca (m);

A_p = seção transversal da estaca (m²);

$\tau_{l,s}$ = resistência lateral unitária no trecho em solo, em MPa;

Δ_L = espessura do trecho considerado.

$q_{p,s}$ = resistência de ponta unitária da estaca em solo, em MPa;

Para o caso de métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga, a NBR 6122, define um fator de segurança global igual a 2 para o cálculo da carga admissível.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2} \quad \text{Eq. 2.15}$$

Entre os métodos consagrados na estimativa da capacidade de carga em estacas em solo, com ênfase nas estacas raiz abordadas nesse trabalho, tem-se:

a) Método Aoki-Velloso (1975)

Inicialmente, o método proposto por Aoki-Velloso estimava a capacidade de carga das estacas através dos dados obtidos nos ensaios de penetração estática CPT. Como no Brasil, o ensaio amplamente utilizado é o SPT, o método passou por reformulações.

Para a determinação da resistência lateral, em kN, a partir do SPT, tem-se que:

$$Q_{L,s} = \frac{U}{F_2} \sum_1^n \alpha k N_L \Delta_L \quad \text{Eq 2.16}$$

Onde:

F_2 = fator de correção, Tabela 2.28;

α e K coeficientes que dependem do tipo de solo, Tabela 2.29;

N_L = índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L ;

A resistência de ponta é dada por:

$$Q_{p,s} = \frac{kN_p}{F_1} A_{p,s} \quad \text{Eq. 2.17}$$

Em que:

N_p = índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

F_1 = fator de correção, Tabela 2.28;

Tabela 2.28 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2F_1$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2F_1$
Escavada	3,00	$2F_1$
Raiz, Hélice contínua e ômega	2,00	$2F_1$

Fonte: Cintra et al. (2010)

Tabela 2.29 – Coeficiente k e α

Solo	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Cintra et al. (2010)

b) Método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt *et al.* (1996)

O método originalmente proposto por Décourt & Quaresma (1978), foi desenvolvido para utilização em estacas cravadas. Décourt et al. (1996) sugeriu a introdução de dois coeficientes (α e β) para correção da reação de ponta e a parcela do atrito lateral, possibilitando assim, a análise de outros tipos de estacas como as escavadas em geral, hélice contínua e injetadas.

A determinação da resistência lateral, em kN, de uma estaca é dada por:

$$Q_{L,S} = (U \cdot L \cdot \tau_{L,S}) \cdot \beta \quad \text{Eq. 2.18}$$

$$\tau_{L,S} = 3,33 \cdot \bar{N} + 10 \quad \text{Eq.2.19}$$

Onde:

L = comprimento considerado da estaca, em m;

β = coeficiente que depende do tipo da estaca e do solo, conforme Tabela 2.30

\bar{N} = valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste, para $3 \leq N_{SPT} \leq 50$.

A resistência de ponta, em kN, é dada por:

$$Q_{p,S} = (A_p \cdot q_{p,S}) \cdot \alpha \quad \text{Eq. 2.20}$$

$$q_{p,s} = K_p \cdot \overline{N_p} \quad \text{Eq. 2.21}$$

Onde:

α = coeficiente que depende do tipo de estaca e do solo, conforme Tabela 2.30

$\overline{N_p}$ = valor médio entre N_{SPT} imediatamente superior e imediatamente posterior à ponta da estaca.

K_p = coeficiente relacionado ao tipo de solo da ponta da estaca, conforme Tabela 2.31.

Tabela 2.30 – Valores de α e β para estaca raiz.

Tipo de solo	α	β
Argilas	0,85	1,5
Solos intermediários	0,6	1,5
Areias	0,5	1,5

Fonte: Cintra et al. (2010)

Tabela 2.31 – Valores de K_p

Tipo de solo	K_p (kN/m ²)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Fonte: Cintra et al. (2010)

c) Método de Cabral (1986)

Proposto exclusivamente para estacas raiz, o método propõe uma estimativa para a capacidade de carga das estacas raiz com um diâmetro final menor ou igual a 45 cm e injetadas com pressão de $p \leq 4 \text{ kgf/cm}^2$.

A resistência lateral é dada por:

$$Q_{l,s} = U \sum \beta_0 \beta_1 N_L \Delta_L \quad \text{Eq. 2.22}$$

Onde:

$\beta_0 = 1 + 0,11p - 0,01 \phi_s$, com p (kgf/cm²) e ϕ_s (cm);

β_1 = fator que depende do tipo de solo, conforme Tabela 2.32;

N_L = índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L ;

$\beta_1 N$ em kgf/cm^2 e $\beta_0 \beta_1 N \leq 2 \text{ kgf/cm}^2$.

A resistência de ponta $Q_{p,s}$, é dada por:

$$Q_{p,s} = \beta_0 \beta_2 N_b A_b \quad \text{Eq. 2.23}$$

Onde:

β_2 = fator que depende do tipo de solo, conforme Tabela 2.32.

N_p = índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

$\beta_2 N_b$ em kgf/cm^2 e $\beta_0 \beta_2 N_b \leq 50 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabela 2.32 – Valores de β_1 e β_2 em função do tipo de solo

SOLOS	β_1 (%)	β_2
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

Fonte: Cintra et al. (2010)

2.9.2 Estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha

Para a estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em maciço rochoso, alguns autores elaboraram métodos para a determinação da parcela referente a resistência lateral e/ou a resistência de ponta. Na tentativa de estabelecer formulações que permitissem a determinação da capacidade de carga das estacas embutidas em maciço rochoso, foram estabelecidas diferentes correlações com parâmetros do maciço rochoso. A Tabela 2.33 agrupa alguns desses métodos de acordo com o parâmetro estabelecido para a determinação da capacidade de carga da estaca.

Tabela 2.33 – Métodos de estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em maciço rochoso.

Método	Parâmetro do maciço rochoso
Rosenberg e Journeaux (1976)	
Horvath (1978)	
Meigh e Wolski (1979)	Resistência à compressão simples da rocha (σ_u).
Paulos e Davis (1980)	
Rowe e Armitage (1984)	
Zhang e Einstein (1998)	
Cabral e Antunes (2000)	Resistência à compressão simples da rocha e grau de alteração e presença de fraturas.
España (2011)	Resistência à compressão simples da rocha, tipo de rocha, grau de alteração, RQD e espaçamento das descontinuidades.

Fonte: Autora

Os modelos que propõem uma correlação entre a resistência lateral unitária ($\tau_{l,r}$) e/ou a resistência unitária de ponta ($q_{p,r}$), com a resistência à compressão simples da rocha (σ_u), podem ser expressos conforme as equações Eq. 2.24 e Eq.2.25, respectivamente.

$$\tau_{l,r} = \mu \sigma_u^s \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq. 2.24}$$

$$q_{p,r} = n \sigma_u^\rho \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq. 2.25}$$

Onde, n e μ estão relacionados com a qualidade do maciço rochoso e do tipo de rocha e ρ e s são expoentes empíricos.

De acordo com o banco de dados e da metodologia adotada por cada autor, foram determinadas as constantes e os expoentes para cada caso estudado.

O método de Cabral e Antunes (2000) e o método de España (2011) utilizam modelos diferentes conforme é apresentado a seguir.

Entre os principais métodos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em maciço rochoso, têm-se:

a) Rosenberg e Journeaux (1976)

Conforme apresenta Juvêncio (2015), a proposta é considerada como a primeira tentativa de

avaliar a resistência lateral unitária a partir de ensaios de campo. Para isso, os autores analisaram seis ensaios realizados em estacas com diâmetro variando entre 200 a 610 mm.

Entretanto, dois ensaios não foram levados à ruptura e dois tiveram valores de resistência à compressão uniaxial na rocha estimados. Além disso, para as amostras ensaiadas a relação σ_u/P_{atm} apresenta uma variação de 5 a 340.

De acordo como Juvêncio (2015), a correlação estabelecida entre a resistência lateral unitária do embutimento ($\tau_{l,r}$) e a resistência à compressão uniaxial da rocha é apresentada conforme a Eq.2.26:

$$\frac{\tau_{l,r}}{p_{atm}} = 1,09 \left(\frac{\sigma_u}{p_{atm}} \right)^{0,52} \therefore \tau_{l,r} = 0,36(\sigma_u)^{0,52} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.2.26}$$

b) Horvath (1978)

A proposta elaborada por Horvath (1978) e Horvath Kenney (1979) é baseada em um vasto banco de dados composto por 87 ensaios de campo, em estacas escavadas de variadas dimensões, dos quais a maioria foram realizados em rocha sedimentar, segundo Musarra (2014).

Para o autor a resistência da rocha deve ser comparada com a do concreto, pois a resistência lateral é condicionada pelo menor valor entre F_{ck}/P_{atm} e σ_u/P_{atm} . Adicionalmente, considera-se que a menor relação esteja compreendida entre 1 a 400.

Dessa forma, para estacas com diâmetro maior que 400 mm e embutimento com ranhuras apresentando profundidades menores que 1 mm, a relação proposta é dada por, Eq.2.27:

$$\frac{\tau_{l,r}}{p_{atm}} = 0,65 \left(\frac{\sigma_u}{p_{atm}} \right)^{0,5} \therefore \tau_{l,r} = 0,21(\sigma_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq. 2.27}$$

c) Meigh e Wolski (1979)

De acordo com Musarra (2014), os autores levaram em consideração os trabalhos realizados por Rosenberg & Wolski (1976) e Horvath & Kenney (1979), juntamente com os resultados de mais 13 ensaios executados em estacas escavadas. Com isso os autores sugerem a seguinte relação, Eq.2.28:

$$\frac{\tau_{l,r}}{p_{atm}} = 0,55 \left(\frac{\sigma_u}{p_{atm}} \right)^{0,6} \therefore \tau_{l,r} = 0,22(\sigma_u)^{0,6} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.2.28}$$

A faixa de σ_u/P_{atm} encontrada ficou compreendida entre 2 e 200.

d) Método de Poulos e Davis (1980)

Os autores consideram que a capacidade de carga de estacas embutidas em rocha é especificada em termos de resistência à compressão uniaxial da rocha, σ_u .

Segundo parâmetros empíricos tem-se que a resistência unitária de ponta, pode ser considerada por:

$$q_{p,r} = 0,2 a 0,5 \sigma_u \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq. 2.29}$$

Com relação a resistência lateral unitária, Poulo e Davis (1980), a partir das limitadas informações disponíveis, estimaram que essa parcela pode ser determinada pelo menor valor dado entre:

$$\tau_{l,r} = 0,05 f_{cj} \text{ ou } 0,05 \sigma_u \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq. 2.30}$$

Onde:

f_{cj} : resistência média do concreto à compressão prevista para a idade de j dias, em megapascals.

Essa estimativa não é indicada para rochas altamente fraturadas, além disso, os autores ressaltam a importância da remoção dos resíduo de solo na zona de embutimento. A NBR 12655 (2006) apresenta como o valor de f_{cj} é obtido.

e) Rowe & Armitage (1984;1987)

Em seu trabalho, conforme apresenta Juvêncio (2015), Rowe & Armitage (1984;1987) levaram em consideração o banco de dados obtidos pelos autores anteriores e mais 80 ensaios, adicionalmente adotaram a classificação da rugosidade sugerida elaborada por Pells *et al.* (1980), Tabela 2.34.

Tabela 2.34 - Classificação da Rugosidade.

Rugosidade	Descrição
R1	Paredes laterais do embutimento lisas, ranhuras ou dentes menores que 1 mm de profundidade
R2	Ranhuras com profundidades entre 1 a 4 mm, largura maior que 2 mm e espaçamento de 50 a 200 mm.
R3	Ranhuras com profundidades entre 4 a 10 mm, largura maior que 5 mm e espaçamento de 50 a 200 mm.
R4	Ranhuras ou ondulações de profundidade maiores que 10 mm, largura maior que 10 mm, espaçamento de 50 a 200 mm.

Fonte: PELLIS *et al.* (1980).

De acordo com descrição da rugosidade existente no embutimento, os autores desenvolveram as seguintes relações para a determinação da resistência unitária lateral:

$$\tau_{l,r} = 0,45(\sigma_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad \text{para R1, R2 e R3} \quad \text{Eq. 2.31}$$

$$\tau_{l,r} = 0,60(\sigma_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad \text{para R4} \quad \text{Eq. 2.32}$$

A resistência de ponta unitária é dada por:

$$q_{p,r} = \sigma_u \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.2.33}$$

Para os autores a mobilização da ponta da estaca só acontece após o esgotamento do atrito lateral na interface estaca-rocha, além disso, limita estabelece que $\sigma_u \leq 30$ MPa.

f) Zhang e Einsten (1997;1998)

De acordo com Juvêncio (2015), os autores propuseram correlações para a determinação da resistência lateral unitária e de ponta, através de um banco de dados composto por 39 provas de carga em estaca embutida em rocha, com razão de embutimento superior a 3 e resistência à compressão uniaxial variando entre 0,52 MPa a 55 MPa.

No caso da resistência lateral unitária, o método leva em consideração a classificação propostas por Pells et al (1980), Tabela 2.26, conforme apresentado a seguir:

$$\tau_{l,r} = 0,4(\sigma_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad \text{para R1, R2 ou R3} \quad \text{Eq.2.34}$$

$$\tau_{l,r} = 0,8(\sigma_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad \text{para R4} \quad \text{Eq.2.35}$$

Com relação a resistência de ponta unitária, o método considera que:

$$q_{p,r} = 3 \text{ a } 6,6 (\sigma_u)^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.2.36}$$

g) Método de Cabral e Antunes (2000)

Em seu trabalho, os autores consideram que o trecho em solo pode contribuir para a capacidade de carga de estacas parcialmente embutidas no maciço rochoso.

Devido a notável diferença entre os coeficientes de rigidez do solo e da rocha, na maioria dos casos, apenas o trecho da estaca embutida na rocha é utilizado na obtenção da capacidade de carga da estaca, sendo desprezada a contribuição do solo.

Entretanto, Cabral e Antunes (2000) consideram que quando o solo apresentar resistência razoável se o trecho da estaca em solo tiver deformação elástica superior a δ_0 , equação 2.39, é possível considerar a resistência de atrito lateral do solo. Nesse caso, mantendo-se o fator de segurança global de 3,00.

$$\delta_0 = 2mm + 0,2\% \phi_s \quad \text{Eq. 2.37}$$

Sendo ϕ_s o diâmetro da estaca em mm.

Condições estas, que ocorrem normalmente quando o trecho em solo é superior a 20 vezes o diâmetro e o SPT médio do solo ultrapassa 10 golpes.

Assim como os métodos apresentados anteriormente, a resistência de ponta é correlacionada com a resistência à compressão da rocha e leva em consideração a tensão admissível máxima do contato entre o concreto e a rocha, sendo expressa da seguinte maneira:

$$q_{pr} = n \cdot \sigma_u \leq 0,4f_{ck} \quad \text{Eq. 2.38}$$

Onde:

$q_{p,r}$ = resistência de ponta unitária da estaca, considerando-se o maciço rochoso homogêneo.

n = Fator de correção que leva em conta o grau de alteração e pequenas fraturas, Tabela 2.35.

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão.

Tabela 2.35 – Valores de n

Condição da rocha	n
Muito alterada	0,07 a 0,13
Alterada	0,24 a 0,36
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60

Fonte: Adaptado de Cabral e Antunes (2000)

O fator de segurança utilizado na determinação da tensão admissível de ponta, deve ser no mínimo igual a 3.

Com relação a resistência lateral unitária do trecho embutido em rocha, os autores adotam a relação proposta na equação 2.39.

$$\tau_{l,r} = 2,5 \text{ a } 3,5\% q_{p,r} < f_{ck}/15 \quad \text{Eq. 2.39}$$

h) Método de Espanha (2011)

Este método não se aplica a maciços muito fraturados ($\sigma_u < 1\text{MPa}$), que apresentem RQD $< 10\%$, ou ainda que estejam com um nível considerável de alteração.

Para os demais casos, a capacidade de carga das estacas é obtida a partir de uma pressão admissível ($P_{v,adm}$), determinada através da consideração da resistência à compressão simples da rocha (σ_u), tipo de rocha, grau de alteração, RQD e espaçamento das descontinuidades.

A partir da determinação de $P_{v,adm}$, conforme apresenta a Equação 2.40, é possível fazer estimativas quanto a resistência lateral do embutimento e da resistência da ponta da estaca.

$$P_{v,adm} = p_0 \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \sqrt{\frac{\sigma_u}{p_0}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq. 40}$$

Onde:

p_0 é a pressão de referência, adotada como 1MPa.

α_1 , α_2 , α_3 são os parâmetros adimensionais que dependem do tipo de rocha, seu grau de alteração e o espaçamento das descontinuidades.

Estes parâmetros devem ser representativos até um volume de rocha considerável abaixo da fundação até uma profundidade de $1,5\phi_r$, medida a partir do seu plano de apoio, sendo ϕ_r o diâmetro da estaca embutido no maciço rochoso.

A forma como são determinados os parâmetros adimensionais é apresentada na sequência.

- Influência do tipo de rocha (α_1)

O parâmetro α_1 pode ser determinado em laboratório a partir de amostras ensaiadas à tração, com o resultado tem-se que:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10\sigma_t}{\sigma_u}} \quad \text{Eq.2.41}$$

Na falta de ensaios específico a respeito deste parâmetro, pode-se utilizar os valores presentes na Tabela 2.36.

Tabela 2.36 - Valores de α_1 segundo o tipo de rocha.

Grupo	Nome genérico	α_1
1	Rocha com estrutura bem desenvolvida	1,0
2	Rochas ígneas e rochas metamórficas*	0,8
3	Rochas sedimentares** e algumas metamórficas	0,64
4	Rochas pouco consolidadas	0,4

(*) A exceção das rochas indicadas nos grupos 1 e 3.

(**) A exceção das rochas indicadas nos grupos 1 e 4.

Fonte: Espanha (2011)

Nos casos em que existem diferentes tipos de rocha na ponta da estaca ou dúvidas quanto a sua classificação, deve-se tomar como valor de cálculo $\alpha_1 = 0,4$.

- Influência do grau de alteração (α_2)

Para analisar a influência do grau de alteração da rocha que está em torno da estaca considera-se a pior condição encontrada até uma profundidade de $1,5\phi_r$, medida a partir do plano de apoio da ponta da estaca. Os valores estabelecidos para o parâmetro α_2 , são apresentados na Tabela 2.37.

Tabela 2.37 – Valores de α_2 em função do grau de alteração.

Grau de alteração	Nome genérico	α_2
I	Rocha inalterada	1,0
II	Rocha levemente alterada	0,7
III	Rocha moderadamente alterada	0,5

Fonte: España (2011)

- Influência do espaçamento das descontinuidades (α_3)

De acordo com o método, a separação entre descontinuidades deve se caracterizar de duas formas diferentes:

- Mediante a observação das descontinuidades em afloramentos próximos a zona da fundação;
- Mediante o valor de RQD obtido pela avaliação dos testemunhos de sondagens.

Para essa análise a zona de referência será o volume rochoso situado abaixo da fundação até uma profundidade de $1,5\phi_r$. Partindo destes dados, o parâmetro α_3 é determinado como o valor mínimo valor entre as seguintes relações:

$$\alpha_{3a} = \sqrt{\frac{S}{1m}} \quad \text{Eq. 2.42}$$

$$\alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD\%}{100}} \quad \text{Eq.2.43}$$

Onde S é o espaçamento entre as descontinuidades (m).

A determinação da resistência unitária de ponta da estaca em maciço rochoso a partir de $P_{v,adm}$, é dada por:

$$q_{p,r} = 2P_{v,adm} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.2.44}$$

Nos casos em que o comprimento do embutimento (L_r) é considerável, o método propõe a

aplicação de um fator de embutimento na parcela de resistência da ponta da estaca. Esse fator é encontrado a partir da seguinte relação:

$$d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{\phi_r} \leq 2 \quad \text{Eq.2.45}$$

Com relação a parcela da resistência lateral unitária do embutimento em rocha ($\tau_{l,r}$), o método determina que seja contabilizada apenas no trecho com embutimento em rocha inalterada.

Para o trecho da estaca em contato com o solo, o método de Espanã (2011) considera que o atrito do fuste da estaca nessa região, necessita de uma deformação que em geral não é compatível com a do embutimento em rocha. Dessa forma, apenas é computado a resistência lateral da estaca proveniente do trecho embutido no maciço rochoso.

Finalmente $\tau_{l,r}$, é dado por:

$$\tau_{l,r} = 0,1q_{p,r} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq 2.46}$$

2.10 PROVA DE CARGA EM ESTACAS

Como é evidenciado por Neto (2002), os novos códigos, normas e atuais demandas da sociedade exigem a comprovação da qualidade das atividades entregues à comunidade. A certificação das atividades referentes a fundações, torna-se possível através da verificação de seu desempenho. Silva (2013) considera que as principais medidas de controle após a execução de fundações profundas em rocha, objetivam a determinação da capacidade de carga das estacas, através de provas de carga.

As vantagens da realização de provas de carga foram resumidas por Albuquerque (2001):

- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Determinar qual é a carga de ruptura, realizando uma checagem de estimativas;
- Determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação especial na região da carga de trabalho;
- Assegurar que não irá ocorrer ruptura para uma certa carga de trabalho.

As provas de carga podem ser executadas com carregamentos de compressão ou tração

aplicados na direção vertical, horizontal ou qualquer inclinação, de modo a abranger as diversas condições de funcionamento das fundações.

Conforme cita Albuquerque (2001), as provas de carga podem ser divididas em: prova de carga direta sobre o terreno da fundação, prova de carga estática em estacas e tubulões e prova de carga dinâmica em estacas.

Na sequência é apresentado os principais aspectos das provas de carga estática em estacas.

2.10.1 Prova de Carga Estática

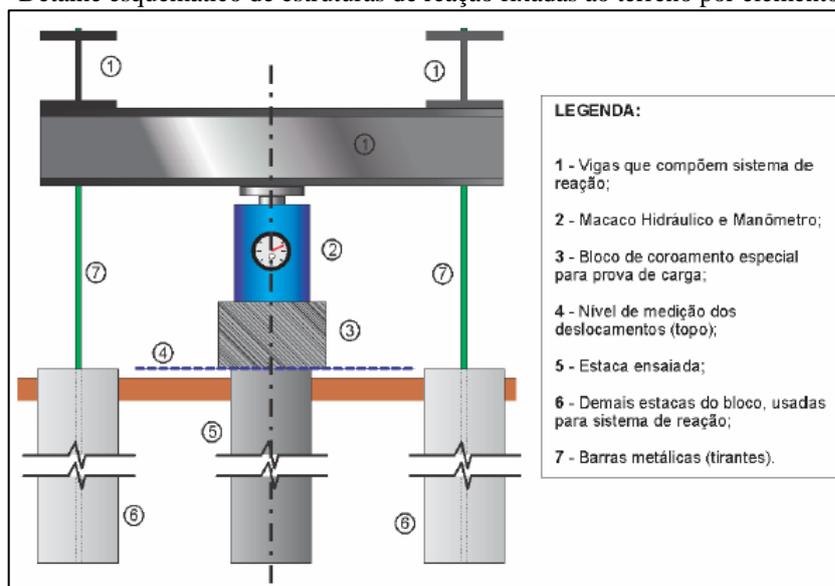
Os procedimentos a serem seguidos durante a realização de uma prova de carga estática estão definidos na norma técnica NBR 12131 (2006). Esse ensaio consiste, resumidamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes.

A execução da prova de carga estática utiliza um sistema de aplicação de um carregamento controlado, atuando contra um sistema de reação que pode ser de três tipos:

- Plataforma Carregada;
- Estruturas fixadas ao terreno por elementos tracionados;
- A própria estrutura, devidamente verificada.

No Brasil é comum o uso de sistemas de reação que utilizam estacas tracionadas, onde as estacas de reação fazem parte da própria estrutura, Figura 2.20.

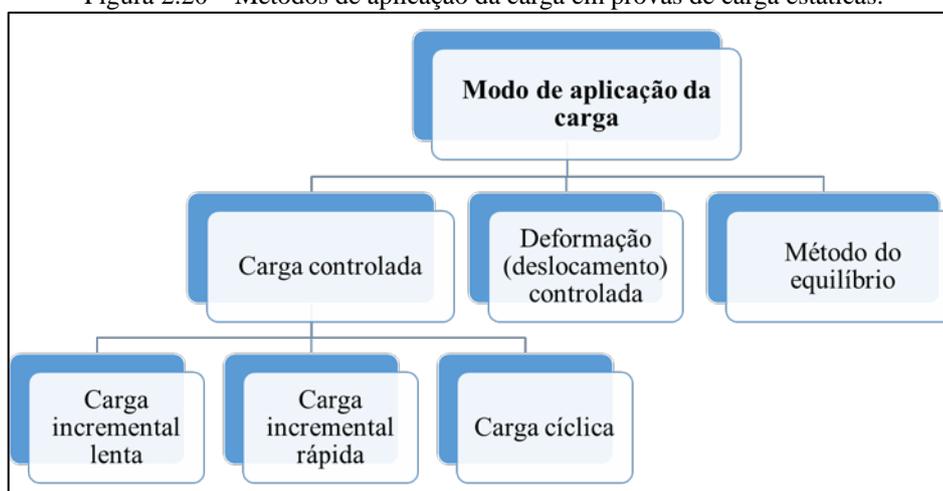
Figura 2.19 – Detalhe esquemático de estruturas de reação fixadas ao terreno por elementos tracionados.



Fonte: Oliveira (2013).

Conforme Lopes e Velloso (2002), a aplicação das cargas pode ser feita em três categorias, conforme Figura 2.21.

Figura 2.20 – Métodos de aplicação da carga em provas de carga estáticas.



Fonte: Adaptado de Lopes e Velloso (2002)

O ensaio em que os incrementos de carga são mantidos até a estabilização é chamado de ensaio lento e, aquele em que os incrementos de carga são mantidos por um tempo preestabelecido normalmente 15 minutos, ensaio rápido.

Esses tipos de provas de carga são conhecidos pelas siglas inglesas SML (*slow maintained load*)

e QML (*quick maintained load*), respectivamente.

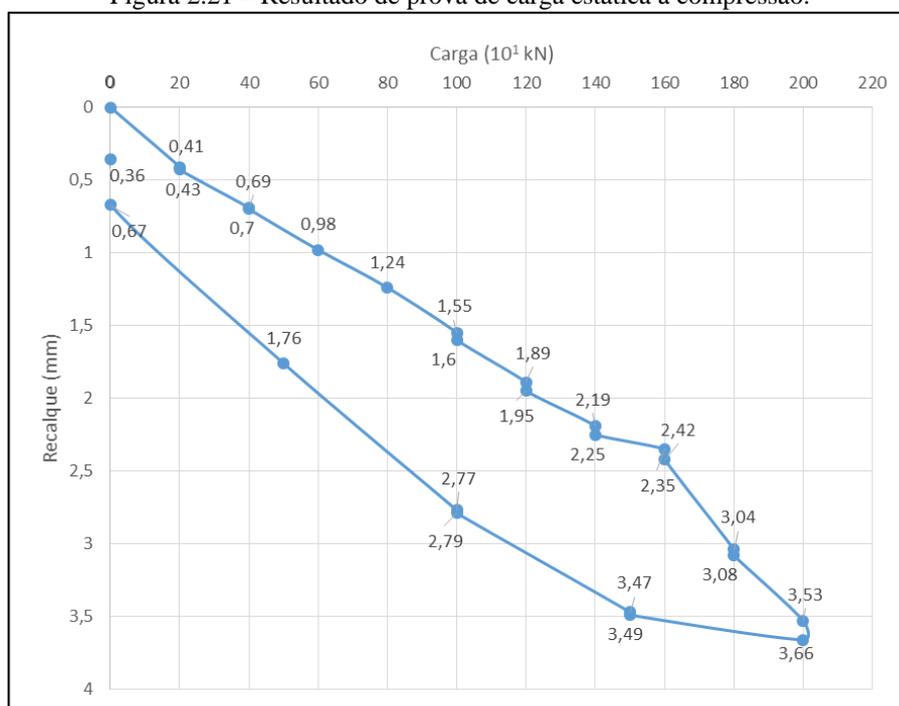
Os ensaios de carga cíclica são ensaios especiais em que o projetista, prevendo um padrão de carregamento, especifica este padrão para o ensaio.

A NBR 6122 (2010) recomenda a execução do ensaio de prova de carga estática em obras com mais de 75 estacas escavadas ou com tensão axial média atuante maior que 5 MPa para estacas escavadas com fluido estabilizante.

Em qualquer um desses ensaios, o resultado é expresso sob a forma de uma curva de carga – recalque (máximo deslocamento no estágio), Figura 2.22.

Nesta curva os recalques são medidos em referência ao topo da estaca no início da aplicação da carga.

Figura 2.21 – Resultado de prova de carga estática à compressão.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2009)

Vários critérios têm sido propostos para definir a carga de ruptura, a partir dos resultados de uma prova de carga estática. Segundo Lopes e Velloso (2002), esses critérios podem ser agrupados nas seguintes categorias:

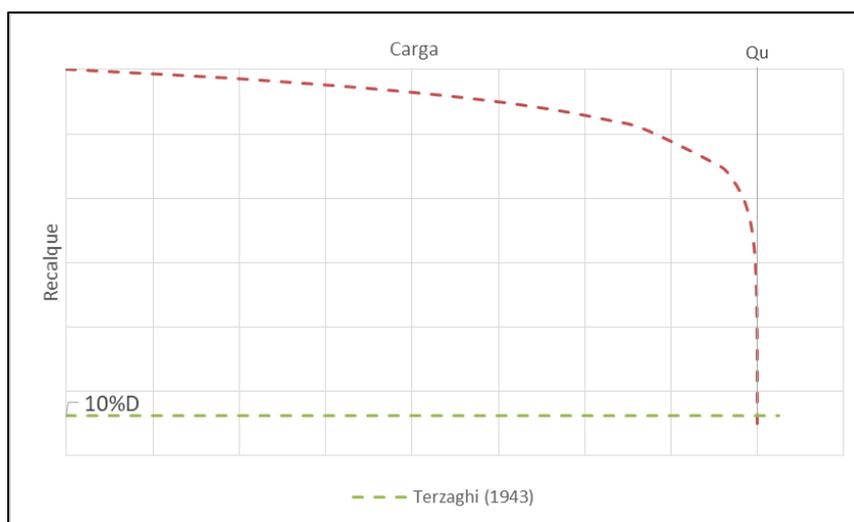
- (1) Critérios baseados num valor absoluto (ou relativo ao diâmetro) do recalque, seja total, seja plástico ou residual (observado após o descarregamento). Como exemplo, tem-se o método de Terzaghi (1943);

- (2) Critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva, como por exemplo critérios que reconhecem a ruptura como o ponto de maior curvatura no gráfico da curva carga-recalque;
- (3) Critérios que buscam uma assíntota vertical. Destaca-se os métodos de Van Der Veen (1953);
- (4) Critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma percentagem do diâmetro da base. Os principais são os métodos de Davisson (1972) e da ABNT (2010).

A seguir são apresentados os critérios utilizados nessa dissertação, para a interpretação da curva carga-recalque.

- a) Método de Terzaghi (1943): Nos casos em que não há uma definição sobre a carga de ruptura, é necessário a aplicação de um critério que permita a adoção, de forma segura, de um valor que represente a carga de ruptura. Terzaghi (1943) definiu a ruptura como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta da estaca de 10% do seu diâmetro, Figura 2.23.

Figura 2.22 - Conceito de ruptura convencional de Terzaghi.



Fonte: Adaptado de Cintra et. al (2013)

- b) Método de Van Der Veen (1953): Os maciços rochosos muitas vezes tendem a ter uma resistência à compressão elevada, em muitos casos superior a do concreto, dessa forma, as provas de carga raramente atingem a capacidade de carga última do sistema estaca-rocha.

Em casos em que não ocorreu a ruptura na prova de carga estática ou um nível de recalque que caracterize a ruptura, tenta-se extrapolar por meio de uma equação matemática, que é ajustada ao trecho que se dispõe na curva carga-recalque. Essa extrapolação busca representar uma assíntota vertical que corresponda à carga de ruptura, Figura 2. 24a.

Entre os métodos mais utilizados no Brasil para extrapolação de resultados de provas de carga, destaca-se o ajuste de uma função exponencial, proposto por Van Der Veen (1953).

$$Q = Q_u(1 - e^{-\alpha w}) \quad \text{Eq. 2.47}$$

Onde:

Q = carga atuante na estaca;

Q_u = carga de ruptura da estaca que se deseja determinar;

α = coeficiente que depende da forma da curva carga x recalque;

w = recalque da estaca quando atua Q .

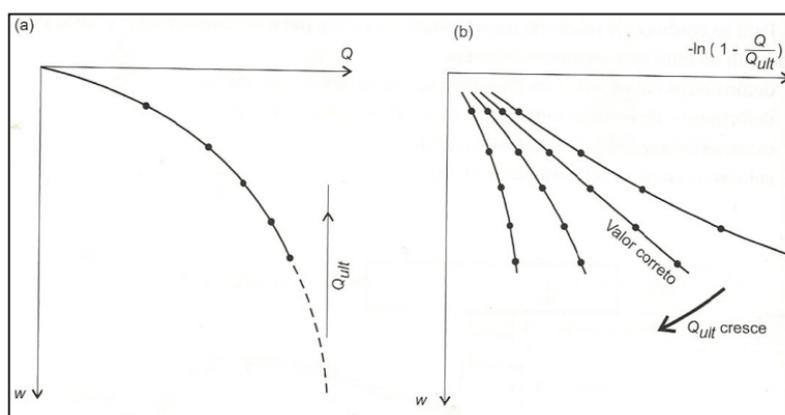
A solução é obtida por tentativas, pois são duas incógnitas (Q_u e α) e apenas uma equação. Reorganizando a equação 2.47 e aplicando o logaritmo neperiano, encontra-se a seguinte equação:

$$\alpha \cdot w = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right) \quad \text{Eq. 2.48}$$

O valor de Q_u que satisfaz a esta equação, representa uma reta em um gráfico semi-logarítmico, onde o coeficiente angular dessa reta fornece o valor de α .

Dessa forma, o método consiste em se adotar vários valores para Q_u de forma arbitrária e verificar qual desses valores resulta em uma reta, com abscissas determinadas por $-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right)$ e ordenada r , Figura 2.24b.

Figura 2.23 – Extrapolação da curva carga-recalque segundo Van Der Veen (1953).



Fonte: Lopes e Velloso (2010)

Porém, Aoki (1976) observou que a reta obtida (correspondente à carga de ruptura) não passava pela origem do gráfico, mas apresentava um intercepto. Assim, propôs a inclusão do intercepto daquela reta, denominado de β , modificando a equação de Van Der Veen (1953) da curva carga x recalque, Equação 2.49:

$$Q = Q_u(1 - e^{\beta - \alpha w}) \quad \text{Eq. 2.49}$$

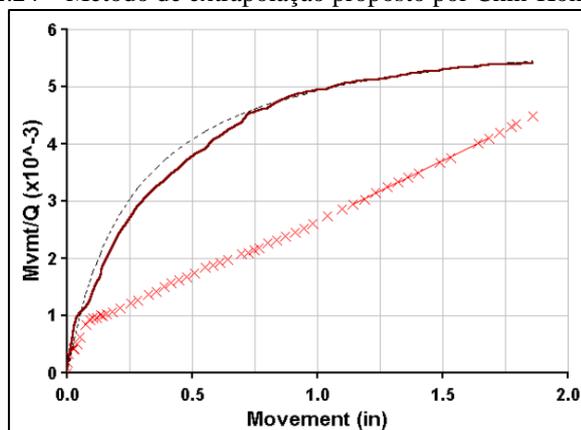
Lopes e Velloso (2010), por meio de sua vasta experiência, consideram que o método de Van Der Veen (1953) fornece uma extrapolação confiável se o recalque máximo atingido na prova de carga for de, pelo menos, 1% do diâmetro da estaca.

De acordo com Décourt e Niyama (1994) apud Oliveira (2013), o método de Van Der Veen (1953) somente é recomendado quando:

- As estacas não forem de deslocamento;
 - O carregamento for monotônico;
 - A carga máxima do ensaio atinge pelo menos 2/3 da carga de ruptura convencional.
- c) Método de Chin – Kondner (1970; 1971): O método estabelece que a carga de ruptura é obtida por meio da construção de um gráfico, onde o eixo das abscissas é composto pelos recalques alcançados no ensaio de prova de carga e a ordenada é composta pela relação entre cada recalque e sua respectiva carga aplicada.
- Esse método considera que a relação carga-recalque é hiperbólica e a partir do coeficiente linear obtido pela construção gráfica da relação entre o recalque e a carga versus o recalque,

obtém-se a carga de ruptura da estaca, Figura 2.25.

Figura 2.24 – Método de extrapolação proposto por Chin-Kondner



Fonte: (Fellenius 2006 apud França 2011)

Dessa forma, a carga de ruptura é encontrada pelo inverso da inclinação da linha formada pelos pontos plotados no gráfico, Figura 2.25, de acordo conforme a Eq. 2.50.

$$Q_u = \frac{1}{c_1} \quad \text{Eq.2.50}$$

A curva ideal também representada na Figura 2.25, possui a seguinte equação:

$$Q = \frac{\delta}{c_1\delta + c_2} \quad \text{Eq. 2.51}$$

Onde:

C_1 : inclinação da linha reta [F^{-1}];

C_2 : interseção com o eixo y [LF^{-1}];

δ : recalque [L].

- d) Método de Davisson (1972): conhecido como *Offset Limit*, esse método admite que a carga de ruptura é dada por uma equação que depende do diâmetro da estaca e de seu encurtamento elástico, Eq.2.51

$$\Delta r = \left(4 + \frac{D}{120}\right) + \frac{P_r L}{A.E} \quad \text{Eq.2.51}$$

Onde:

Δr = recalque obtido para a carga de ruptura;

$P_r = Q_u$ = carga de ruptura;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

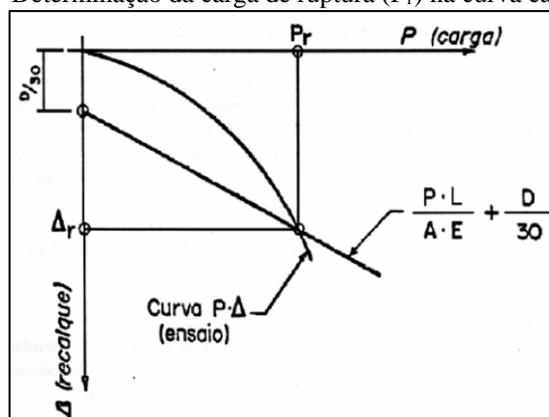
E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

- e) ABNT (2010): o critério estabelecido pela NBR 6122 (ABNT 2010), representa a quarta categoria e estabelece que quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, porém a curva carga-recalque não indica uma carga de ruptura, mas um crescimento contínuo do recalque com a carga, a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga-recalque (Figura 2.26), ao recalque expresso pela equação 2.52, a seguir:

$$\Delta r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad \text{Eq. 2.52}$$

Figura 2.25 – Determinação da carga de ruptura (P_r) na curva carga x recalque.



Fonte: NBR 6122 (1996).

- f) Décourt (1996), também apresentou uma grande contribuição acerca da interpretação de curvas carga-recalque obtidas em provas de carga.

O autor propôs um método baseado no conceito de rigidez. Segundo ele, define-se rigidez de uma fundação (R) como a relação entre a carga aplicada (Q) e o recalque (s) por ela sofrido.

Qualquer tipo de fundação apresenta tendência geral de que a rigidez diminua com o aumento dos recalques. Assim, Décourt (1996), define que a ruptura ocorre quando a constante de mola ou rigidez tende a zero. E a carga de ruptura física (Q_u) é assumida como

a carga que provoca recalques que se aproximam do infinito e conseqüentemente produzam valores de rigidez que se aproximam de zero, ou seja:

$$Q_{uu} = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{Q}{s} \quad \text{---} \quad \frac{Q}{s} \rightarrow 0 \quad \text{Eq. 2.54}$$

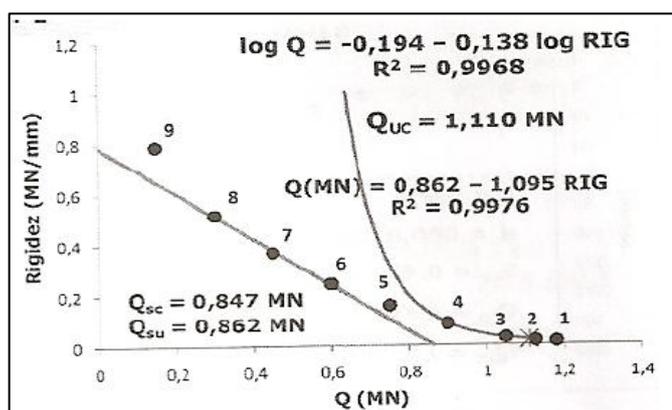
Na prática, plotam-se os valores de R (Q/s), em ordenadas, e os valores de Q, em abcissas. Se a prova de carga for conduzida até valores bem pequenos de R, uma extrapolação linear ou logarítmica do trecho onde a curva se torna sub-horizontal forneceria boa estimativa da carga de ruptura física da fundação.

Na maioria dos casos, a simples extrapolação linear seria perfeitamente adequada. A ruptura pode, então, ser definida como a carga correspondente a um valor de rigidez nulo.

Adicionalmente Décourt (2008) apresentou uma proposta para a separação das parcelas referentes ao domínio de ponta e atrito lateral. De acordo com o autor, em uma prova de carga na qual os carregamentos foram conduzidos até grandes deformações, os dois domínios são facilmente identificados.

No trecho em que a transferência pela ponta da estaca é predominante, a relação entre a carga e a rigidez é uma curva, tornando-se linear em um gráfico log x log. Já no trecho onde ocorre a predominância do atrito lateral, essa relação é linear. A figura 2.27 apresenta o método sendo aplicado.

Figura 2.27 – Método da rigidez: domínio de ponta e domínio do atrito lateral.



Fonte: Décourt (2008)

3 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO

O maciço rochoso a ser estudado está inserido na área em que foi construída a PetroquímicaSuape, em Ipojuca - PE. Os dados utilizados nessa dissertação são provenientes dos trabalhos coordenados pelo professor Roberto Quental Coutinho, através de um convênio firmado entre a PetroquímicaSuape e a UFPE.

No presente capítulo são abordadas as características gerais da área estudada que correspondem a localização geográfica, características geológicas, e as informações sobre o empreendimento construído.

3.1 INTRODUÇÃO

Conforme é discutido no capítulo 2, antes do estabelecimento do programa de investigação é necessário um levantamento das informações existentes sobre o terreno.

Esse conhecimento preliminar pode ser obtido através de cartas e mapas e pela apreciação das feições encontradas durante a visita à campo.

A análise integrada dessas informações com as características da obra a ser edificada, permitem um direcionamento das investigações de campo e de laboratório.

Por ser um empreendimento de grande porte e devido a complexidade do subsolo, o projeto da PetroquímicaSuape contou com um amplo estudo preliminar e de campo. As principais informações sobre o empreendimento são apresentadas na sequência.

3.2 LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DA ÁREA

A área de estudo está inserida no Complexo Industrial de Suape, no município de Ipojuca – PE, Figura 3.1, e abriga atualmente a Companhia Petroquímica de Pernambuco (PetroquímicaSuape).

Localizada ao sul da cidade do Recife, Ipojuca, limita-se ao norte com o município do Cabo de Santo Agostinho, ao sul com o município de Sirinhaém, a leste com o Oceano Atlântico e a oeste com o município de Escada.

Conforme apresenta Guerra (1998), Suape pode ser acessado pela rodovia federal BR-101 e pelas rodovias estaduais PE 0-60 e PE-028.

Figura 3.1 – Localização da PetroquímicaSuape.



Fonte: <http://especiais.jconline.ne10.uol.com.br/documento-suape-2015/>, acessado no dia 27/07/17.

3.3 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA ÁREA

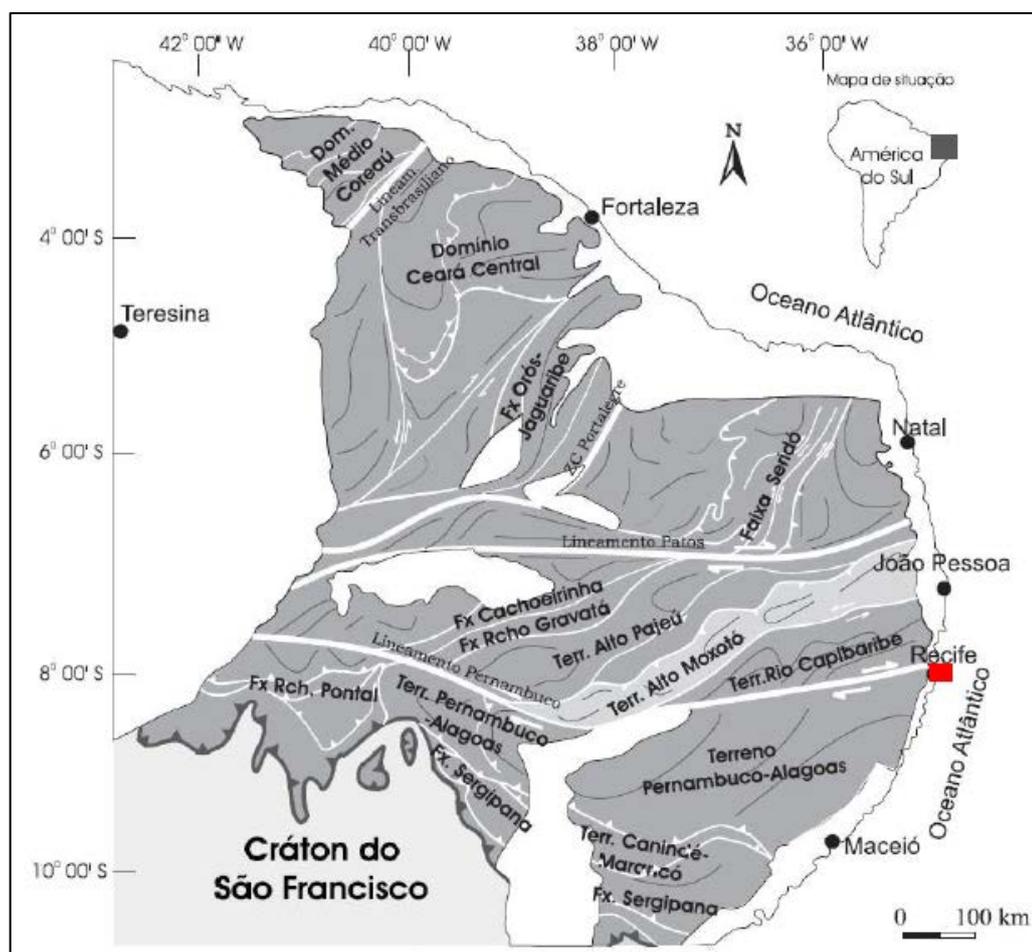
3.3.1 Geologia Regional

O Município do Ipojuca está situado no domínio geológico-estrutural do nordeste brasileiro, denominado Província Borborema, Figura 3.2. Conforme Almeida et. al. (1977), trata-se de um domínio limitado ao sul pelo Cráton São Francisco, a oeste pela Bacia do Parnaíba e a norte e leste pelas bacias marginais costeiras.

De acordo com Santos (1995), dentro da Província Borborema, pode-se encontrar os Terreno Pernambuco Alagoas (TPA), o Segmento Leste do TPA e a Bacia Pernambuco.

Henrique (2014) considera que o município de Ipojuca está inserido em dois contextos geológicos distintos: embasamento cristalino, representado pelo Terreno Pernambuco-Alagoas de idade paleoproterozóica e a Bacia Pernambuco, com idades variando do Cretáceo Inferior ao Neógeno.

Figura 3.2 – Mapa geológico com os domínios da Província Borborema,



Fonte: Silva (2013)

Adicionalmente, segundo Torres (2014), Ipojuca apresenta componentes litológicos que foram intensamente afetados por eventos tectônicos, com falhamentos e dobramentos de direção predominante para o NE e mergulho para SE.

3.3.2 Geologia Local

Conforme Lima Filho (1996) as unidades geológicas que ocorrem no município de Ipojuca são constituídas basicamente pelo Complexo Gnáissico-Migmatítico, Rochas Granitóides, Grupo Pernambuco e Coberturas Quaternárias.

A planta do empreendimento está situada no Grupo Pernambuco, através da Formação Ipojuca, que segundo Pfaltzgraff (1999), é composta de rochas vulcânicas de idade cretácea, cujos principais tipos petrográficos são: andesitos, basaltos, riólitos, traquitos e aglomerados vulcânicos, ocorrendo sob a forma de derrames, diques e sills. De acordo com Assis (1990),

das rochas vulcânicas extrusivas, os basaltos são mais antigos e enquanto que os riolitos seriam os mais jovens.

3.4 INFORMAÇÕES SOBRE O EMPREENDIMENTO

A Companhia Petroquímica de Pernambuco, Petroquímica Suape, juntamente com a Companhia Integrada Têxtil de Pernambuco, CITEP, formam o Complexo Industrial Químico-Têxtil (PQS).

Estrategicamente localizada no Complexo Industrial Portuário de Suape, o Complexo Industrial, integra o Programa de Aceleração do Crescimento do Governo Federal – PAC, tendo como acionista a Petrobras, Figura 3.3.

Figura 3.3 – Posição estratégica de Suape no cenário brasileiro.



Fonte: <http://slideplayer.com.br/slide/2864185/>, acessado em 27/07/17.

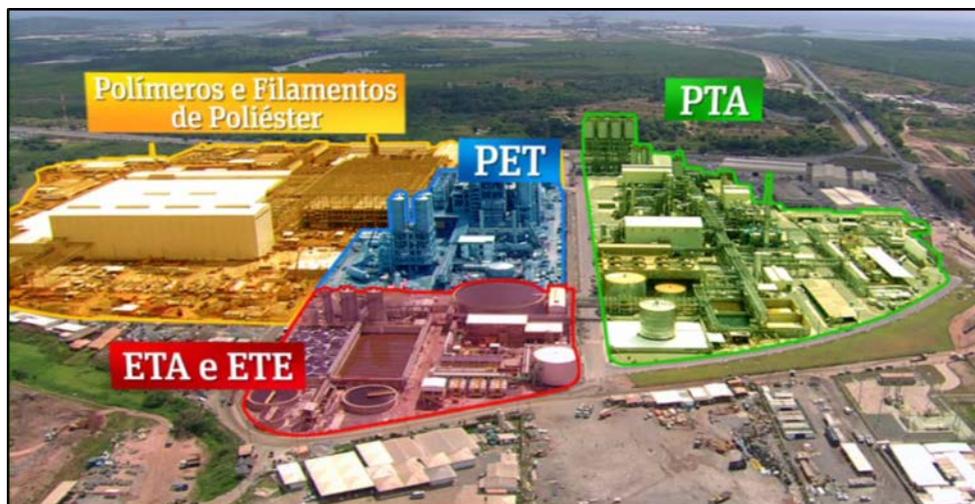
A PQS reúne em uma área de 70 ha, três unidades industriais integradas, Figura 3.4:

- Unidade de PTA;
- Unidade de polímeros e filamentos de poliéster;
- Unidade PET.

Além disso, para atender aos exigentes padrões ambientais internacionais, a companhia PQS

conta com uma unidade compartilhada de utilidades de tratamento de água e efluentes.

Figura 3.4 – Unidades componentes da PQS



Fonte: <http://www.pqspe.com.br/a-empresa/apresentacao>, acessado 14/06/16.

A Petroquímica Suape tem por objetivo a produção de ácido teraftálico purificado, conhecido como PTA. Esse produto é a matéria prima para a produção do poliéster têxtil, resinas PET, embalagens, além de fibras industriais usadas na fabricação de pneus, materiais e equipamentos para o setor elétrico, automotivo e a indústria do petróleo.

Inaugurada no início de 2013, a unidade de PTA tem capacidade de produzir 700 mil toneladas de ácido teraftálico. Para isso, a planta da unidade PTA apresenta unidades de processamento e maquinários de grande porte, que contemplam tecnologias de ponta.

3.5 FUNDAÇÕES DA OBRA

Para a elaboração do projeto de fundações da unidade de PTA foi executada uma vasta campanha de reconhecimento geológico-geotécnico no local, conforme será descrito no próximo capítulo.

Os resultados mostraram que o terreno antes dos trabalhos de terraplenagem apresentava um perfil variável e complexo, composto por camadas de solo residual com espessura variando entre 1 e 26 metros seguidas do maciço rochosos com espessura entre 2 e 15 metros em determinados trechos.

De acordo com Coutinho (2008), para vencer os desníveis do área, foi necessário a realização de extensos trabalhos de terraplenagem através de cortes e aterros, Figura 3.5.

Figura 3.5 – Vista aérea do terreno após os trabalhos de terraplenagem,



Fonte: <https://pedesenvolvimento.com/2009/10/21/petroquimica-suape-vai-gerar-5-300-vagas/>. Acessado em 14/06/2016.

Na definição do tipo de fundação utilizada na planta da PTA, a equipe técnica precisava conceber uma fundação que suportasse as elevadas cargas provenientes das estruturas da petroquímica e permitisse o adequado funcionamento do seu maquinário de grande porte, Figura 3.6.

Isso porque, o dimensionamento de fundações de máquinas é uma tarefa bastante complexa dado as diversas solicitações estáticas, bem como as cargas dinâmicas, que as mesmas estarão submetidas.

Figura 3.6 - Transporte e instalação de uma das torre da PetroquímicaSuape.



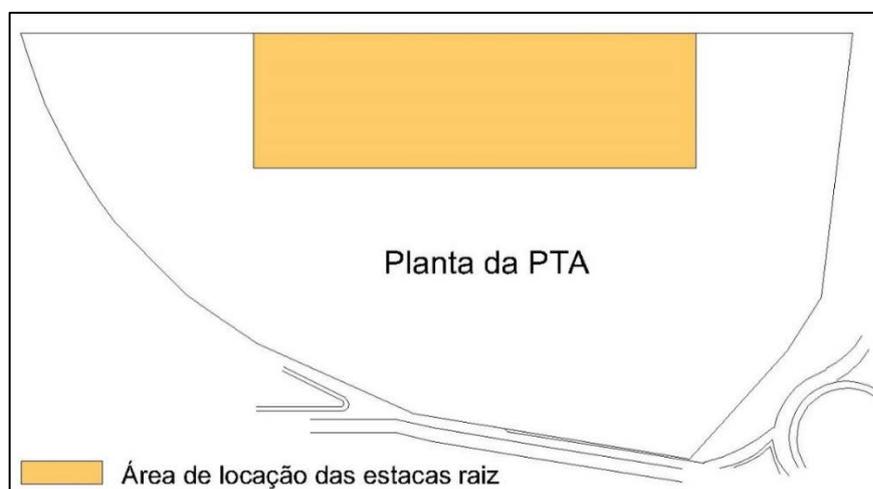
Fonte: <https://www.petronoticias.com.br/archives/tag/petroquimica-suape>, acessado em 14/06/2016.

Dessa forma, diante da heterogeneidade do terreno aliada as características da estrutura a ser edificada, a equipe técnica propôs as seguintes soluções de fundação:

- Sapata apoiada no solo: Nas fases iniciais de projeto foi considerada a concepção de sapatas com ancoragem em rocha para os trechos em que, após a terraplenagem, o maciço rochoso competente estivesse próximo à superfície do terreno e o solo apresentasse condições razoáveis de suporte. Entretanto, após estudos de viabilidade essa solução foi descartada. A solução definitiva se constituiu de sapatas apoiadas em solo.
- Estaca metálica: Foi definido o uso de três tipos de estacas metálicas que, de acordo com as condições de subsolo e de carregamento, podem ter seu comprimento inteiramente em solo, ou com pelo menos um metros em rocha.
- Estaca hélice contínua: admitiu-se a execução de estacas hélice contínua com 600 e 300 mm de diâmetro e comprimento superior a 4 m.
- Estaca raiz parcialmente embutida em rocha: foram porpostos, basicamente, estacas raiz embutidas parcialmente em rocha e estacas executadas completamente em solo. O comprimento efetivo, estabelecido inicialmente para o embutimento das estacas no maciço rochoso foi de 4 a 5 metros.

No presente trabalho, será analisada a solução que consiste em estaca raiz parcialmente embutida em rocha. A área destinada a locação das estacas raiz, pode ser conferidas na Figura 3.7.

Figura 3.7 – Área em que foram utilizadas estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

A concentração das estacas raiz nessa região do terreno foi motivada pelas elevadas cargas provenientes das estruturas que seriam construídas, bem como, pela pouca espessura do trecho de solo e suas características de compactidade e consistência.

4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

A investigação geotécnica realizada na planta da Petroquímica Suape foi orientada e supervisionada pelo professor Roberto Quental Coutinho. Os dados obtidos por meio das investigações de campo e laboratório, constam nos relatórios técnicos emitidos.

Os trabalhos de campo contaram com a execução de sondagens a percussão, sondagens mistas, CPTU e CPTU sísmico, instalação de piezômetros e ensaios geoelétricos, representados por sondagem elétrica vertical e caminhamento elétrico. Adicionalmente foram realizados ensaios de laboratório em blocos de solo, assim como, em amostras de rocha para a caracterização do maciço rochoso quanto as suas propriedades físicas e mecânicas.

Neste contexto, esse capítulo apresenta a campanha de ensaios geotécnicos de campo e de laboratório que foram executados para o estudo do terreno, com ênfase na caracterização do maciço rochoso.

4.1 INTRODUÇÃO

A elaboração de projetos geotécnicos seguros e econômicos exige um conhecimento adequado das condições do subsolo.

A utilização do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é prática consagrada para as investigações geotécnicas iniciais, ou, como em muitos casos, a única fonte de subsídios para a elaboração dos projetos. Entretanto, a depender das características da obra podem ser utilizadas as sondagens à trado, rotativas, CPTU, CPTU sísmico, piezômetros, abertura de poços e/ou trincheiras, ensaios geofísicos e etc.

Os ensaios de laboratório são outra importante ferramenta para obtenção dos parâmetros do subsolo. O espaçamento e profundidade dos pontos investigados, bem como o número de amostras ensaiadas, são condicionados por vários aspectos, inclusive econômicos.

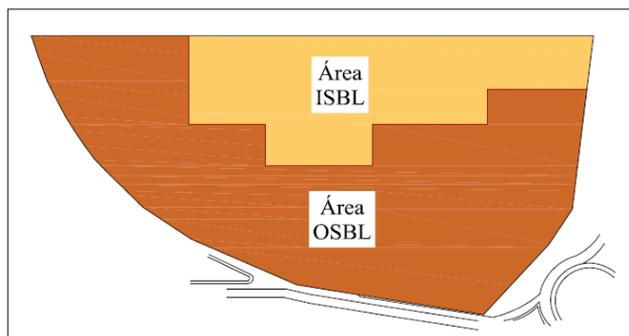
No caso investigação em maciço rochoso é de fundamental importância a determinação da posição e geometria do topo rochoso, indicação das zonas de falha, de fraturamento e/ou alteração, dos contatos litológicos existentes e das propriedades índices, mecânicas e hidráulicas.

A análise conjunta desses dados possibilita ao projetista, elaborar projetos mais seguros e compatíveis com as condições do subsolo.

4.2 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

De acordo com Coutinho (2008), devido a extensão do terreno e a distribuição das estruturas a serem edificadas, a planta do empreendimento foi dividida em duas áreas, ISBL e OSBL, conforme apresentado na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Divisões da área da PetroquímicaSuape.



Fonte: Coutinho (2008).

As áreas foram investigadas por uma primeira campanha, por uma campanha de investigação geotécnica adicional e por uma campanha complementar, utilizando para isso, sondagens a percussão (SPT) e mistas (SP e SM), CPTU, CPTU sísmico, medidas de resistividade, piezômetro e coleta de amostras de solo indeformadas e deformadas e testemunhos de rocha. A quantidade aproximada de pontos investigados, pode ser conferida na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Programa de investigação realizado no terreno.

Método de Investigação	Quantidade
SPT	107
SM	125
CPTU	36
CPTU sísmico	9
Piezômetro	2
Amostras tipo Shelby	7
Blocos e amostras deformadas	8

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

4.2.1 Sondagens mistas

As sondagens mistas, executadas no terreno, permitiram a identificação dos materiais que compõem o subsolo da área, determinação do nível freático e profundidade do topo rochoso, além da obtenção de amostras de rocha utilizadas em ensaios de laboratório.

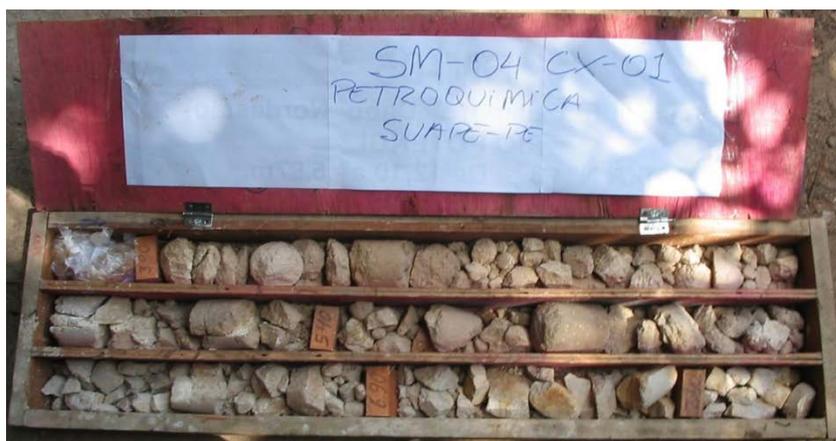
Foram definidos dois grupos de sondagens mistas (SP e SM), no primeiro grupo, representando por SP, foi especificada uma penetração de 1 m no maciço rochoso, após ser atingido o impenetrável, segundo os critérios definidos pela NBR 6484 (2001).

O segundo grupo (SM), deveria penetrar no mínimo 5 m na formação rochosa, com pelo menos 3 m apresentando RQD superior a 75%, ou ainda, uma perfuração mínima de 7 m no maciço apresentando 3 m com RQD superior a 50%.

A sondagem rotativa foi executada com barrilete duplo ou triplo com diâmetro HW (100mm) para retirada de testemunhos com diâmetro de 76 mm.

A amostragem, armazenamento e transporte foram de responsabilidade das empresas contratadas. Para o armazenamento das amostras de rocha foram utilizadas caixas de madeira com tampa, devidamente identificadas e organizadas para evitar exposição ao sol, quebras e danos ao material coletado. Após a limpeza da fina camada superficial que se acumulou na amostra, as caixas com os testemunhos foram fotografadas conforme apresenta a Figura 4.2.

Figura 4.2 – Testemunhos de rocha da PTA



Fonte: Coutinho (2008).

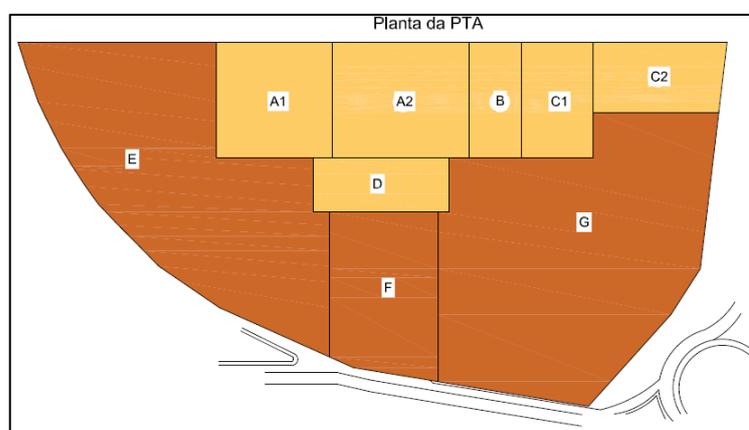
O índice RQD foi medido para cada retirada do barrilete, conforme apresenta Coutinho (2008). Na observação dos testemunhos, houve o cuidado em se distinguir as fraturas naturais, decorrentes do processo de extração, daquelas que foram causadas pelo manuseio do equipamento, sendo que, estas últimas foram ignoradas na determinação do RQD.

Para todos os furos de sondagem mista executados na petroquímica, foram registradas as seguintes informações:

- Equipe executora e as normas e padrões utilizados;
- Localização e data da sondagem;
- Boletim de sondagem com registro fotográfico do material recuperado;
- Informações sobre o índice de recuperação, RQD e relatos de perfuração;
- Descrição geológica dos testemunhos, elaborado por um geólogo que fazia parte da equipe técnica;

Considerando as informações obtidas nas campanhas de investigação realizadas nas áreas ISBL e OSBL, estas foram subdivididas em nove setores, de acordo com as características geotécnicas apresentadas e a locação das estruturas do empreendimento. A área ISBL passou a ser composta pelos setores A1, A2, B, C1, C2 e D. Já a área OSBL contemplou os setores E, F, G, conforme mostra a Figura 4.3.

Figura 4.3 – Subdivisão do terreno em setores.



Fonte: Coutinho (2008).

4.2.2 Ensaios geofísicos

Inicialmente o emprego de ensaios geoeletricos na área da PTA, teve como objetivos uma melhor avaliação da morfologia do maciço rochoso e a análise das propriedades da camada superficial de solo, com a finalidade da seleção do local para aterramento elétrico.

Entretanto, como a superfície da área ainda passaria por processos de terraplenagem, a avaliação das propriedades elétricas tornou-se inadequada naquele momento, conforme apresenta Coutinho (2008).

Com relação a determinação da morfologia das camadas de rocha, os furos ST e SM realizados, não permitiram uma análise completa da posição e geometria do topo rochoso, uma vez que, a geologia da área é complexa sendo caracterizada por uma sucessão vertical de solo de alteração seguido por camadas de rochas com diferentes condições, distribuído em todo o terreno.

Diante desse quadro, a investigação geofísica buscou subsidiar o mapeamento das principais feições estruturais da área, bem como, estimar a profundidade do manto de alteração e do topo rochoso. Para isso, foram aplicadas duas técnicas geofísicas de medição de eletroresistividade, a sondagem elétrica vertical (SEV) e o caminhamento elétrico (CE).

Conforme apresenta Coutinho (2008), as resistividades aparentes foram medidas por meio do arranjo Schlumberger, que consta de uma matriz simétrica linear de quatro elétrodos. O equipamento utilizado constou de um medidor modelo GTR-3 da empresa GEOTRADE e acessórios como, fonte de energia, cabos, carretéis, eletrodos, rádios portáteis e outros, conforme apresentado na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Medidor de resistência, fonte e demais equipamentos



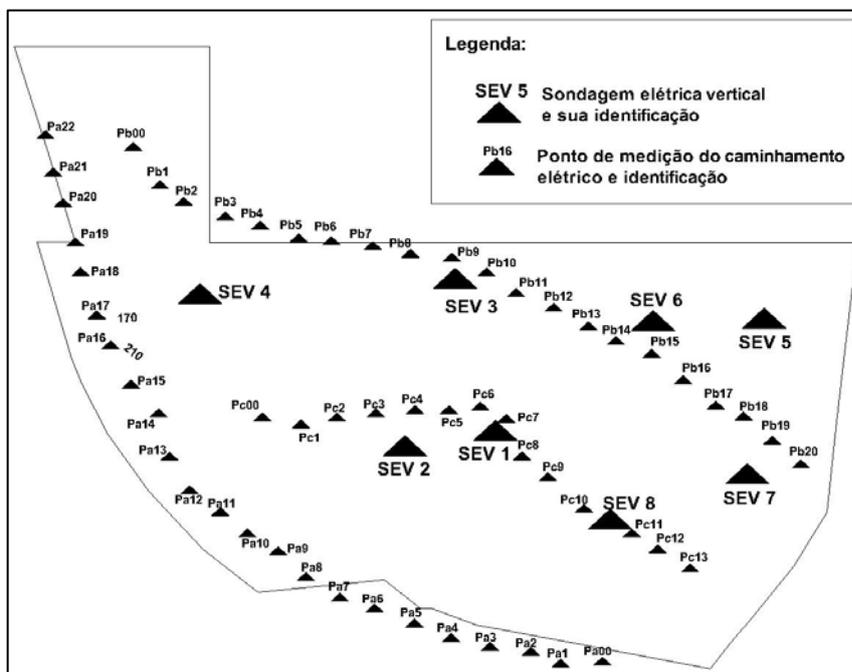
Fonte: Catálogo da Geotrade.

O processo executivo de cada ensaio seguiu padrões brasileiros e/ou internacionais para cobrir toda a área de construção. A distribuição dos pontos de investigação podem ser conferidas a seguir, Figura 4.5.

Foram realizadas 8 sondagens elétricas verticais com um máximo espaçamento, AB, de 600m. Com relação a técnica de caminhamento elétrico, conforme apresenta Coutinho (2008), foram executados três perfis de resistividade somando 1650 metros de CA. O comprimento AB e NM

foram, respectivamente, 140 metros e 20 metros. A distância entre duas medidas sucessivas ao longo do perfil foi de 30 metros.

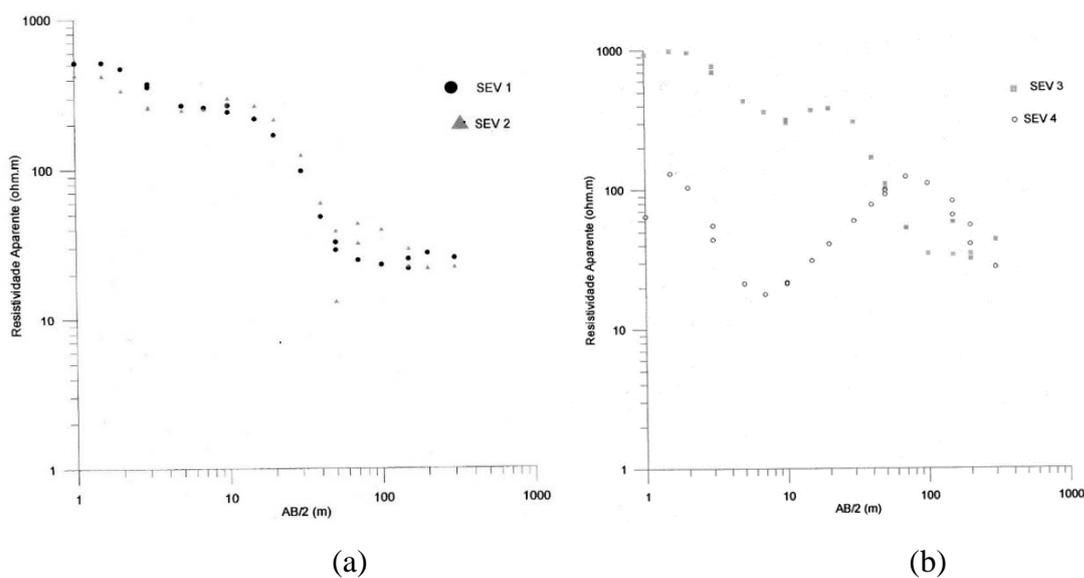
Figura 4.5 – Distribuição dos pontos de investigação geofísica.

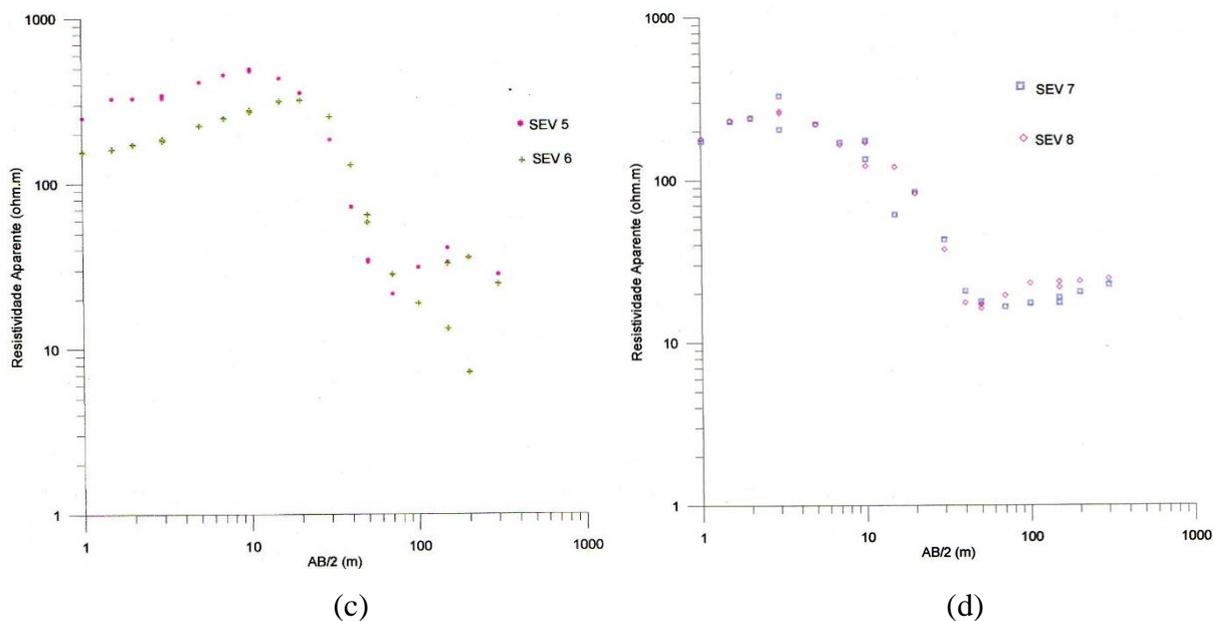


Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

A representação gráfica dos valores de resistividade aparente e seus respectivos comprimentos $AB/2$, resultantes das sondagens elétricas verticais são, apresentados a seguir, Figura 4.6.

Figura 4.6 – Representação gráfica das sondagens elétricas verticais.





Fonte: Coutinho (2008).

A partir dos valores de resistividade obtidos pelas sondagens elétricas verticais, apresentados na Figura 4.5, observa-se que as SEVs 1 e 2, bem como as SEVs 7 e 8, apresentam um comportamento semelhante, com valores de resistividade aparente muito próximos para os mesmos espaçamentos.

Nas SEVs 5 e 6, os valores de resistividade aparente apresentam uma pequena variação entre si que diminui a partir de um espaçamento, $AB/2$, superior a 10 metros.

Por outro lado, as curvas de resistividade das Sevs 3 e 4 apresentam um aspecto bastante diferenciado entre si, evidenciando uma considerável diferença entre os materiais encontrados nos pontos investigados.

Analisando conjuntamente os dados, tem-se que, a SEV 3 apresenta valores de resistividade aparente, superiores a todas as demais sondagens, em relação às menores profundidades de investigação. Já a SEV 4 apresenta um comportamento bastante particular em relação as demais, apresentando uma tendencia bastante diferenciada dos outros pontos do terreno.

A análise comparativa das SEVs, bem como, a análise dos furos de sondagem, sugere uma estratigrafia geral da área de estudo, onde 8 camadas são identificadas, conforme apresenta a Tabela 4.2

Tabela 4.2 – Determinação da litologia do terreno a partir da resistividade aparente.

Camada elétrica	Estimativa de resistividade verdadeira ρ_t (Ohm.m)	Litologia
1	500	silte argiloso com areia e seco
2	100	silte argiloso com areia e úmido
3	500	rocha vulcânica inalterada e úmida (riolito)
4	20	silte argiloso com areia e úmido
5	100	rocha vulcânica apresentando alguma alteração
6	10	silte argiloso com areia e úmido
7	300	rocha vulcânica inalterada e úmida
8	≈ 10	sedimentos cretáceos

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Conforme foi apresentado, a resistividade elétrica é uma propriedade que depende de vários fatores. No caso de rochas muito fraturadas e/ou com elevada porosidade, o movimento da água com seus sais minerais, através dos espaços vazios, diminui bastante a resistividade da rocha.

O mesmo comportamento é observado no solo, as camadas de silte argiloso com areia apresentam uma diferença acentuada para a resistividade entre as camadas secas e úmidas.

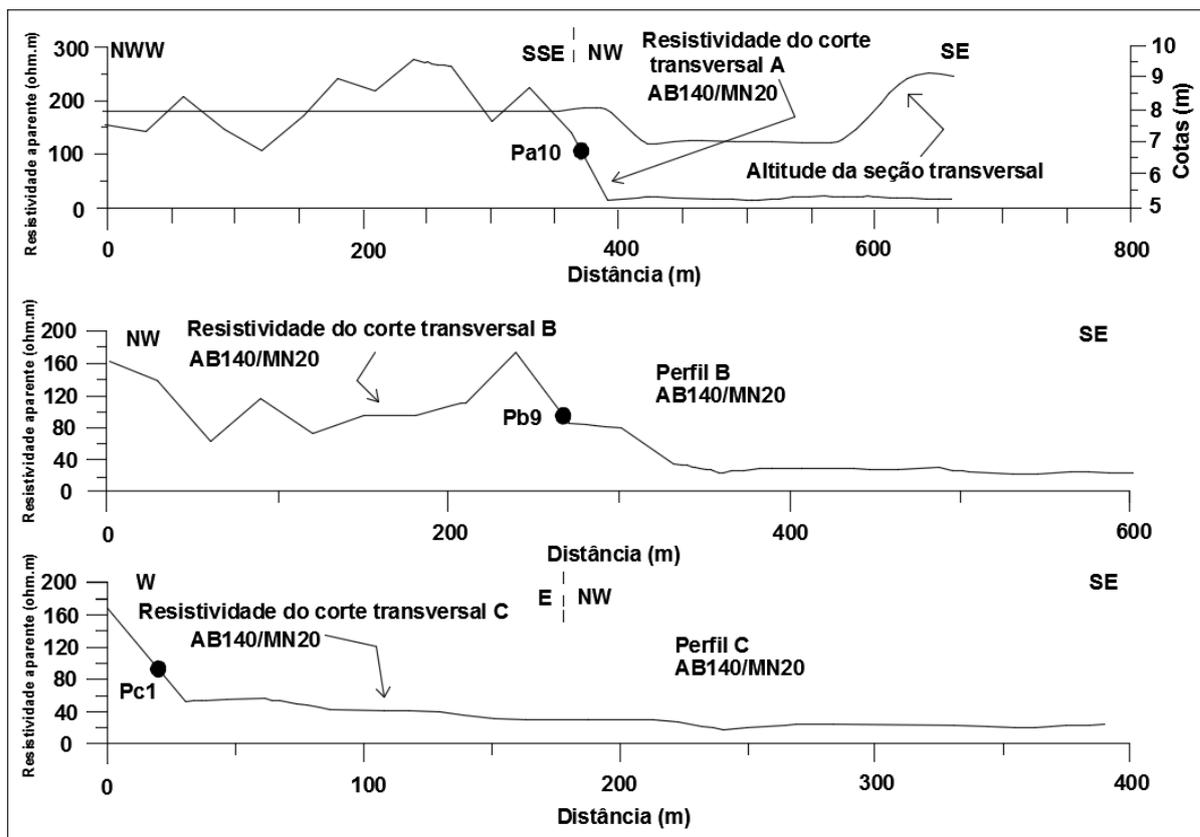
Com relação aos dados obtidos pela técnica de caminhamento elétrico encontram-se os seguintes perfis de resistividade, Figura 4.7.

Da análise dos gráficos apresentados na Figura 4.6 observa-se que todos os perfis apresentaram um trecho de queda abrupta da resistividade aparente. Essa mudança demonstra a existência de uma estrutura que se estende pelo terreno e o divide em porções geotecnicaamente diferentes.

Esse comportamento também pôde ser verificado através dos valores de resistividade aparente obtidos pelas sondagens elétricas verticais.

Conforme observado na SEV 4, localizada na porção oeste da PTA, apresentou valores muito diferentes em relação aos outros pontos investigados.

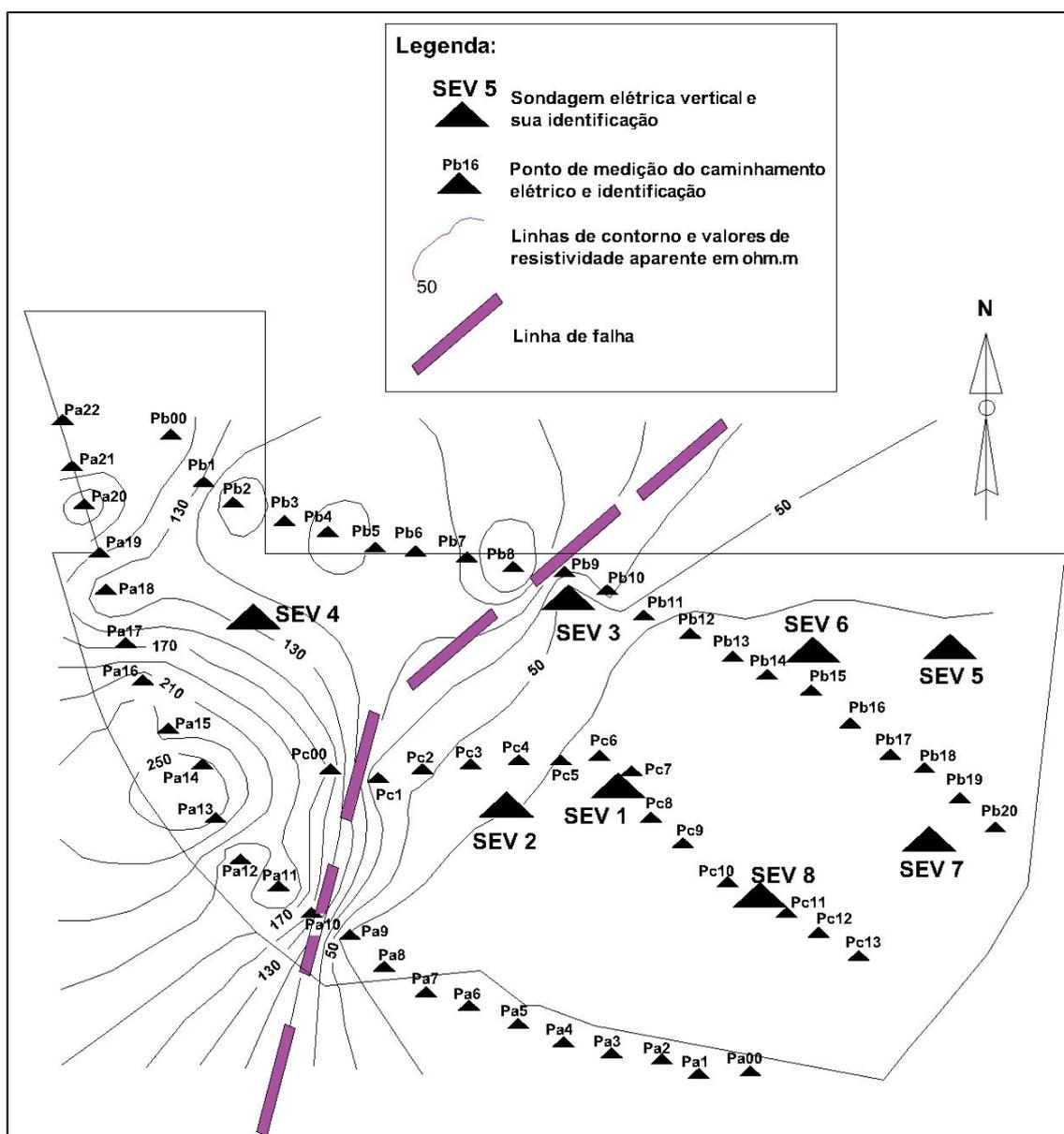
Figura 4.7 – Gráficos de resistividade aparente – Sondagens elétricas verticais.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Através da interpretação dos três perfis de resistividade (A, B e C) derivados das medições distribuídas na superfície, tem-se a apresentação do mapa de resistividade aparente, Figura 4.8.

Figura 4.8 – Mapa de isorresistividade da área



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Com a distribuição dos valores de resistividade aparente, fica nítida a divisão do terreno em dois trechos com características bastante diferentes. A porção leste é caracterizada por baixos valores de resistividade, inferiores a 30 Ohm.m em boa parte de sua área.

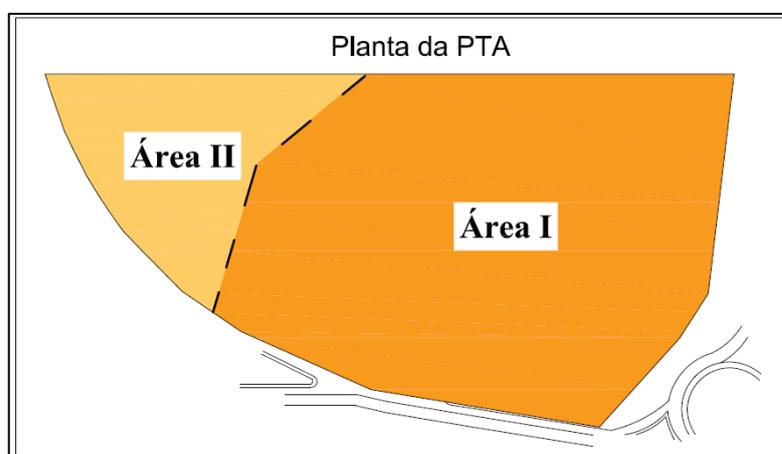
A porção oeste, ao contrário, apresenta valores de resistividade mais elevados, compreendidos entre 90 a 210 Ohm.m.

Segundo Coutinho (2008), a campanha de investigação realizada, demonstra que o perfil litológico do terreno é resultante de uma atividade vulcânica ocorrida na região, onde três derrames de lava se espalharam sobre a superfície da terra, um sobre o outro, ao longo de diferentes tempos geológicos.

A medida que os processos intempéricos passaram a atuar no primeiro derrame de lava, o maciço rochoso foi sofrendo alteração até que uma diferenciação, entre rocha e solo, foi desenvolvida. Essas camadas acabaram sendo encobertas pelos próximos fluxos de lava e como resultado, a geologia da área é caracterizada pela alternância de estratos competentes e de baixa resistência.

Em um período geológico mais recente, a área foi submetida a importantes mudanças devido a uma descontinuidade, que cortou os estratos vulcânicos, dividindo a área em dois blocos geologicamente diferentes, Figura 4.9.

Figura 4.9 - Divisão da área da PTA em blocos geologicamente diferentes,



Fonte: Coutinho (2008).

A área I (bloco leste) é composta por uma espessa camada de solo, seguida por uma alternância entre camadas relativamente finas de rochas competentes ou brandas ao longo de uma profundidade de pelo menos 40 metros.

Na área II (bloco oeste) as condições são bem diferentes pois, um trecho de solo com cerca de 1 a 5 metros de espessura, encobre uma camada de maciço rochoso em boas condições, que atinge uma profundidade de aproximadamente 20 metros.

Estes resultados já tinham sido mostrados, em certa medida, pelas sondagens SP e SM, porém, as medições elétricas passaram a trazer nova contribuição, mostrando que a alternância de camadas atinge profundidades maiores que o esperado. Além disso, detectou a presença de uma estrutura no terreno que o separa em regiões com características bastante diferentes.

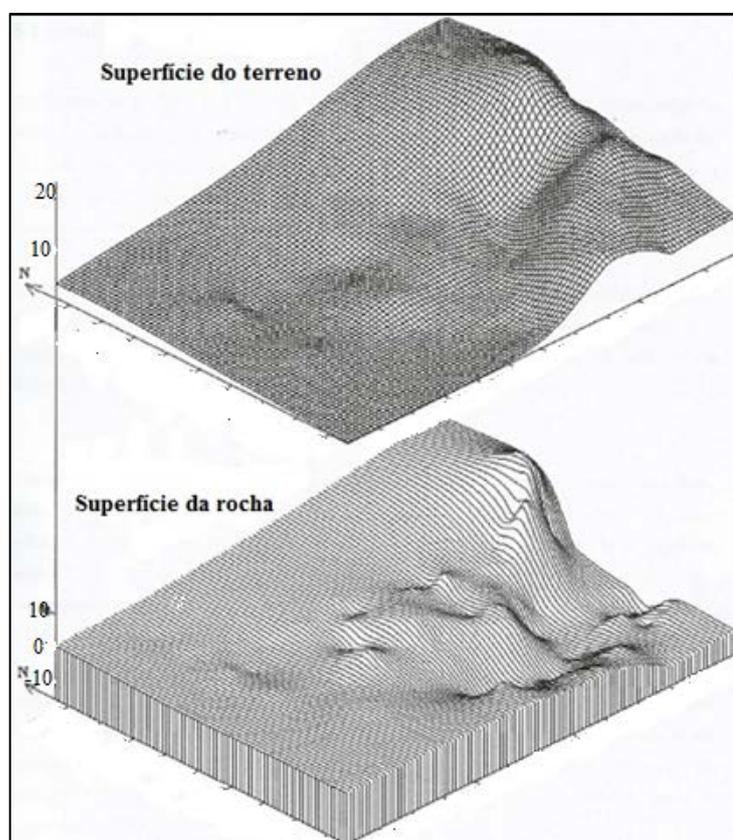
Com base nos dados obtidos por meio de todas as informações de SP e SM realizadas, foram definidos perfis geotécnicos representativos de cada setor. Esses perfis foram utilizados na elaboração da proposta preliminar dos tipos de fundações utilizadas na área.

No geral, observa-se a presença de uma camada de solo residual com espessura variando entre 1 metro (em setores com altitudes mais baixas A1, A2, E e F) e 26 metros (no setor G), seguido pelo maciço rochoso.

As medidas elétricas realizadas no terreno da petroquímicasuape, confirmaram e ampliaram os resultados das investigações SP/SM/CPTU, no que diz respeito a avaliação da morfologia da rocha e da análise qualitativa do grau global de alteração do maciço.

Para efeitos práticos de engenharia, a situação geológica da área da PetroquímicaSuape é esboçada na Figura 4.10.

Figura 4.10 - Formato da superfície do terreno.



Fonte: Coutinho (2008).

4.3 INVESTIGAÇÃO DE LABORATÓRIO

As amostras do maciço, provenientes das sondagens mistas representativas de cada um dos setores, foram enviadas ao Laboratórios de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE para a realização dos ensaios de caracterização em laboratório.

As amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais possuíam diâmetro de 76 mm e foram submetidas aos seguintes ensaios:

- a) Determinação das propriedades índices das rochas: Os ensaios de absorção, porosidade, peso específico natural e peso específico saturado, foram realizados segundo as orientações da norma NBR 12.766 (1992).

Segundo a metodologia de ensaio especificada pela norma, os corpos de prova utilizados devem ser lavados e secos em estufa a uma temperatura de $(110 \pm 5^\circ)$ por 24 horas, para a retirada de resíduos provenientes dos processos de amostragem, armazenamento e transporte.

Na sequência, a amostra é retirada da estufa e deixada esfriar até que atinja a temperatura ambiente, onde então, é pesada para se obter o primeiro dado de ensaio, a massa seca (m_a). Os corpos de prova são posicionados em uma bandeja onde se adiciona água até 1/3 de sua altura por 4 horas, após esse período, acrescenta-se mais água até a marca de 2/3 da altura da amostra por mais 4 horas, ao final desse tempo, completa-se à submersão dos corpos de prova deixando concluir o tempo total de 24h.

Finalizado o período de submersão dos corpos de prova, o excesso da água é retirado através do uso de um pano absorvente na superfície das amostras, posteriormente, pesam-se os corpos de prova individualmente e determina-se a massa saturada com superfície seca (m_b). O último dado a ser obtido é a massa submersa para amostra saturada (m_c), que é adquirido através de balança de pesagem hidrostática.

Com os dados alcançados, as propriedades índices podem ser determinadas através de relações entre as massas.

Para a determinação do peso específico seco e peso específico saturado considera-se que a aceleração da gravidade é $9,81\text{m/s}^2$.

- b) Ensaio de resistência à compressão simples ou uniaxial: O ensaio de compressão uniaxial consiste em levar à ruptura uma amostra de rocha cilíndrica ou prismática, através do aumento de carga axial aplicada ao corpo de prova, segundo as normas descritas pela ASTM.

Através deste ensaio é possível a obtenção da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, quando da ruptura do corpo de prova. Os ensaios de resistência à compressão uniaxial foram realizados utilizando corpos de prova cilíndricos com diâmetro mínimo igual a 76mm, mantendo a relação L/D no intervalo de 2,0 a 2,5, conforme recomendação da

ASTM D4543 (2001).

Antes da realização de cada ensaio, todos os corpos de prova foram faceados em torno mecânico para planificação, tanto do topo quanto da base. Este procedimento foi realizado para evitar a ruptura dos cilindros por concentração de tensões em algum ponto de suas superfícies.

Após este procedimento, a resistência à compressão uniaxial foi determinada na máquina Shimadzu, modelo UH-F1000 kN do Laboratório da UFPE. Adotou-se uma velocidade de carregamento de 0,1 mm/min.

5 CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

Nesse tópico, são apresentados os resultados da caracterização geotécnica realizada na PetroquímicaSuape, por meio da descrição dos testemunhos de sondagem mista e dos ensaios de laboratório, efetuados em amostras de rocha retirados do maciço rochoso.

A partir desses resultados, as informações coletadas são analisadas e correlacionadas segundo os intervalos de valores existentes na literatura.

A presente caracterização do maciço rochoso servirá como base para a posterior classificação geomecânica, de cada setor da PetroquímicaSuape, com ênfase nas obras de fundações.

5.1 INTRODUÇÃO

A avaliação conjunta das características e propriedades do maciço rochoso permite o estabelecimento de um modelo representativo de suas atuais condições. Dessa forma, essas informações podem contribuir para uma estimativa segura do comportamento geotécnico desse material em relação ao seu aproveitamento.

As características de maior relevância na apreciação do maciço rochoso referem-se a litologia, grau de alteração, coerência e características das discontinuidades.

Adicionalmente, as informações sobre os índices físicos, a resistência à compressão uniaxial e as condições hidráulicas são uma importante fonte de dados.

Conforme consta no capítulo 2, para a descrição e classificação do maciço rochoso de acordo com suas feições e propriedades foram criadas terminologias que buscam sistematizar a avaliação do maciço.

Essas terminologias são utilizadas na caracterização do maciço rochoso presente nos setores da PetroquímicaSuape, conforme é apresentado a seguir.

5.2 METODOLOGIA ADOTADA NA DESCRIÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO

A descrição geotécnica do maciço rochoso foi realizada sob a responsabilidade técnica do professor Roberto Quental Coutinho.

Para a caracterização das feições presentes nas amostras de rocha, os testemunhos de sondagem foram subdivididos em trechos, e a análise seguiu o padrão exposto no Quadro 5.1.

Com relação a campanha de investigação de laboratório, as propriedades índices, bem como, a resistência à compressão, foram determinadas em amostras do maciço rochoso de cada setor da petroquímica.

Quadro 5.1 – Tabela de caracterização dos testemunhos de sondagem mista.

Sondagem: SM											Setor:
Trecho do testemunho	Petrografia				Maciço rochoso		Descontinuidades			R.Q.D	
	Nome da rocha	Estrut.	Text.	Tamanho do grão	Grau de alter.	Superf.	Preench.	Orient. de fraturas	Grau de frat.		

Fonte: Coutinho (2008).

De acordo com Coutinho (2008), a caracterização geológica-geotécnica do maciço rochoso, através da análise dos testemunhos de sondagem, foi realizada por geólogo da equipe e teve como base os seguintes critérios:

5.2.1 Material constituinte do maciço

A caracterização petrográfica do maciço rochoso, permitiu a descrição da matriz rochosa, através do exame visual da mineralogia, cor, textura, estrutura e outras feições particulares.

Nesse exame, a descrição da litologia foi realizada pela definição das seguintes características:

- Tipo e nome da rocha: definição de sua origem ígnea, metamórfica ou sedimentar e o nome da rocha segundo a cor e mineralogia apresentadas em avaliação visual;
- Estrutura: podendo ser classificada como maciça, foliada ou linear;
- Textura: sendo possível receber as denominações de fanerítica, afanítica, microporfiríticas, porfirítica ou granular;
- Tamanho dos minerais: característica classificada como fino, médio ou grosso.

5.2.2 Características das descontinuidades

No estudo das descontinuidades, foram analisados os seguintes aspectos: grau de fraturamento, orientação espacial das fraturas, morfologia das superfícies das descontinuidades, tipo e natureza do preenchimento das fraturas.

Com o objetivo de caracterizar cada uma dessas feições, a equipe utilizou as terminologias e classificações presentes na literatura técnica, que utilizam a adoção de intervalos de variação numérica ou categorias qualitativas, conforme é apresentado a seguir:

- a) Rugosidade: A Tabela 2.7 apresenta o critério de descrição e classificação das possíveis rugosidades existentes na superfície das descontinuidades. Por meio do exame tátil-visual, a rugosidade foi classificada como áspera, lisa ou estriada.
- b) Superfície das descontinuidades: No que diz respeito ao contato entre as paredes das descontinuidades, foi utilizada a Tabela 2.8 que exemplifica a descrição das feições das paredes de contato e a presença e tipo de preenchimento.
- c) Inclinação das fraturas: A Tabela 2.4 apresenta o critério de classificação utilizado para a categorização da inclinação das fraturas, a partir das observações dos testemunhos retirados de furos verticais. A avaliação das descontinuidades foi feita em relação ao eixo horizontal do testemunho de sondagem.
- d) Grau de fraturamento: O grau de intensidade de fraturamento foi adotado conforme os intervalos propostos na Tabela 2.6. Na avaliação do grau de fraturamento, não foram consideradas como descontinuidades as fraturas artificiais produzidas pela operação de sondagem e as fraturas com injeção de material pétreo, com resistência igual ou superior à da rocha.

5.2.3 RQD

Para esse parâmetro foram utilizados os intervalos de classificação, exibidos anteriormente na Tabela 2.10. Os testemunhos foram retirados com diâmetro de 76 mm.

Durante a obtenção do RQD, não foram consideradas as fraturas artificiais produzidas pela operação de sondagem.

5.2.4 Estado de alteração

A avaliação do estado de alteração do maciço foi realizada através da análise tátil-visual dos testemunhos de rocha, com base na variação da cor e brilho dos minerais, e da rocha como um todo, além da friabilidade.

As siglas e denominações utilizadas pela equipe técnica, para a descrição do estado de alteração do maciço rochoso presente nos setores da petroquímica, sequeem o critério apresentado na Tabela 2.3.

5.2.5 Caracterização laboratorial

A caracterização laboratorial consiste na análise e correlação dos resultados obtidos por meio dos ensaios físicos e mecânicos, executados em amostras retiradas da área da petroquímica.

Os corpos de prova apresentaram diâmetro de 76 mm e, segundo as recomendações do ASTM, uma altura mínima de 152 mm.

As propriedades físicas utilizadas na caracterização do maciço rochoso são: o peso específico natural (γ_{nat}), peso específico saturado (γ_{sat}), porosidade (η) e absorção d'água (α).

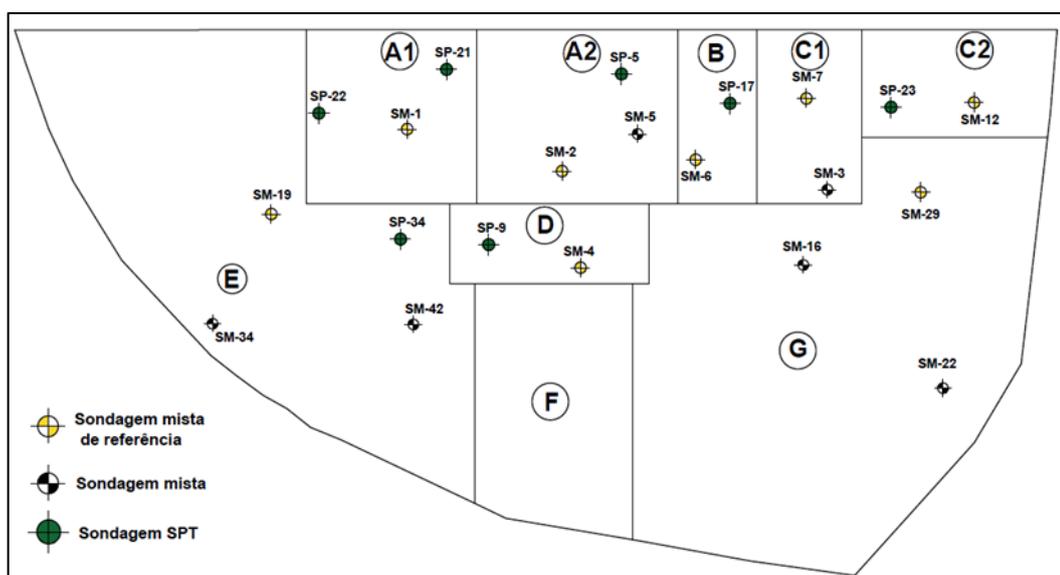
Nesse trabalho, os dados obtidos pela equipe técnica responsável, são comparados com alguns intervalos de valores encontrados na literatura.

Além disso, é apresentada a distribuição dos valores de porosidade, absorção, peso específico e, em alguns setores, a resistência à compressão uniaxial, em relação a profundidade. Adicionalmente, é feita a correlação entre a porosidade e o peso específico.

5.3 DESCRIÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO

Após a análise conjunta das sondagens efetuadas, a equipe técnica elegeu uma sondagem mista que representasse cada setor e algumas sondagens auxiliares, Figura 5.1.

Figura 5.1 – Localização da sondagem mista representativa de cada setor da petroquímica.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

A seguir é apresentada a descrição do maciço rochoso presente nos setores A1, A2, B, C1, C2, D, E e G, do terreno da PTA.

a) Setor A1

A partir da observação das caixas com os testemunhos de sondagem, Figura 5.2, o maciço rochoso do setor A1 foi analisado.

Figura 5.2 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-01.



Fonte: Coutinho (2008).

De acordo com o furo de sondagem SM-01, o topo rochoso encontra-se na profundidade de 1,60 m, encoberto por uma camada pouco espessa de solo residual.

Por meio da análise mineralógica da rocha, foi constatada a sua natureza ígnea extrusiva, sendo, a matriz rochosa classificada como riolito. Essa rocha apresenta estrutura maciça caracterizada pela ausência de orientação preferencial dos minerais e pelo seu aspecto compacto. Tendo ainda, granulação fina a média e textura microporfirídica, onde cristais de pequenas dimensões estão dispersos na matriz mais fina da rocha.

Com relação ao grau de fraturamento, o maciço rochoso foi classificado como ocasionalmente fraturados (F1), não apresentando descontinuidades significativas. Entretanto o trecho compreendido entre 3,67 e 4,57 m, é considerado como pouco fraturado (F2), com uma a cinco fraturas por metro

As fraturas existentes possuem orientação sub-horizontais com ângulo de inclinação entre 71° e 90° (SV) e inclinadas com ângulo de 21° a 70° (I).

As superfícies das discontinuidades são ásperas e ranhuradas (S1), não sendo verificada a presença de preenchimento. Até a profundidade de investigação, foi constatado que o maciço é formado por riolito levemente alterado (AII), apresentando descoloração na face das amostras coletadas e na superfície das discontinuidades.

Diante disso, observa-se a homogeneidade e a qualidade do maciço rochoso presente no setor A1, uma vez que, a matriz rochosa apresenta estrutura maciça, levemente alterada e ocasionalmente fraturada.

Comportamento condizente com o valor encontrado para o RQD, pois conforme classificação exibida na Tabela 2.5, o maciço é considerado excelente (R1) em todo o trecho investigado.

A partir dos ensaios de laboratório, apresentados na Tabela 5.1, são analisadas as propriedades índices em diferentes profundidades.

Tabela 5.1 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor A1.

Setor A1 (SM -01)			γ_{nat}	γ_{sat}	Poros.	Absor.
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	(kN/m ³)	(kN/m ³)	η (%)	α (%)
1,80 - 2,20	riolito	AII	24,2	24,6	3,93	1,63
2,20 - 2,80	riolito	AII	23,9	24,6	7,15	3,06
2,80- 3,60	riolito	AII	24,1	24,5	4,86	2,02
3,60 - 4,15	riolito	AII	24,5	24,9	3,73	1,52
4,15 - 4,90	riolito	AII	24,6	25	3,41	1,38
4,90- 5,60	riolito	AII	24,1	24,7	5,39	2,24
5,60 - 6,40	riolito	AII	24,2	24,7	5,18	2,15
6,40 - 7, 30	riolito	AII	24	24,6	5,77	2,41

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

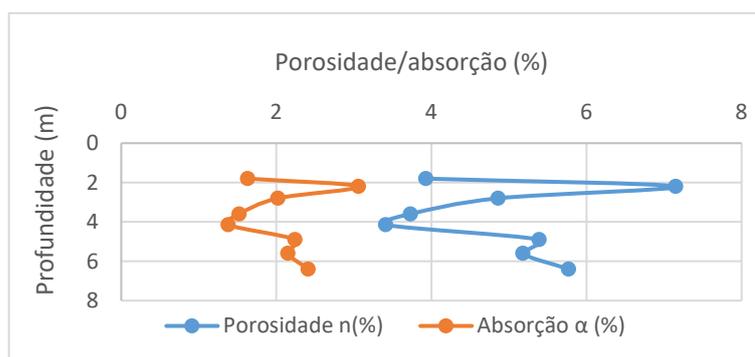
Com base na classificação proposta na Tabela 2.13, entre 1,8 e 4,15 m, o maciço é composto por rochas medianamente porosas, com valores de η entre 3,41 e 4,86 %.

Entretanto, na profundidade de 2,2 m a rocha é classificada como bastante porosa. Esses resultados não se enquadram perfeitamente no intervalo típico de porosidade para riolitos, apresentado na Tabela 2.14.

O trecho seguinte do maciço rochoso é classificado como bastante poroso com resultados compatíveis com os valores típicos de porosidade para riolitos.

Conforme o Gráfico 5.3, nos trechos entre 2,8 m e 4,15 m de profundidade, tanto a porosidade quando a absorção exibe os menores valores.

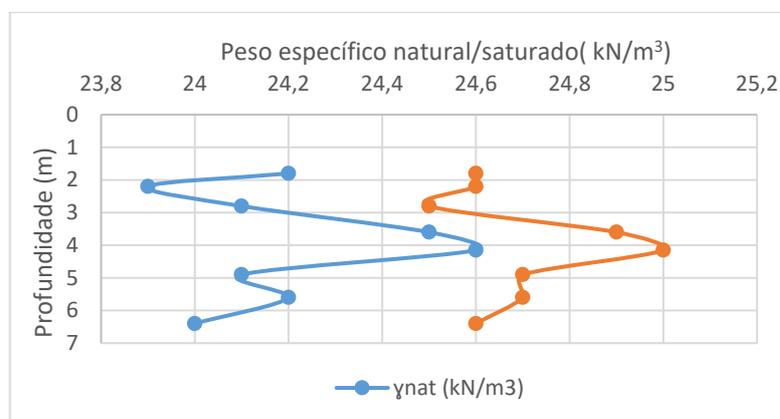
Figura 5.3 – Distribuição da porosidade e absorção com a profundidade – setor A1.



Com relação ao peso específico natural, os resultados ficaram entre 23,9 e 24,6 kN/m³, compatíveis com a Tabela 2.14. No caso do peso específico saturado, os valores se encontram entre 24,5 e 25 kN/m³.

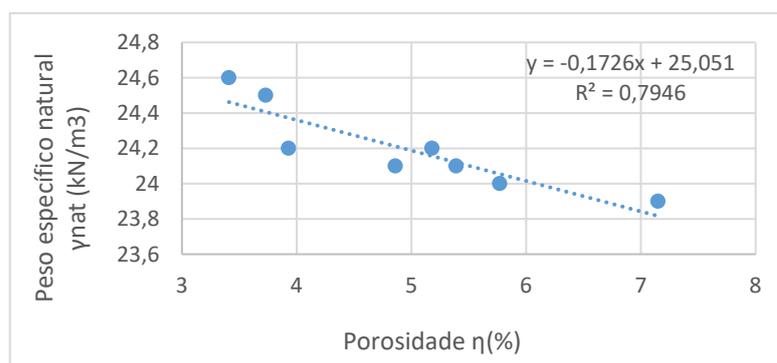
Analisando as Figura 5.3 e 5.4, observa-se que no trecho onde a absorção e a porosidade apresentam os menores valores o peso específico natural e o peso específico saturado exibem os maiores valores.

Figura 5.4 – Distribuição do peso específico com a profundidade – setor A1.



Por meio da Figura 5.5, tem-se a relação entre a porosidade e o peso específico natural do maciço rochoso. Como já era esperado, observa-se que a porosidade é uma grandeza inversamente proporcional ao peso específico, uma vez que, à medida que ocorre um crescimento da porosidade o valor do peso específico diminui.

Figura 5.5 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural – setor A1.



Fonte: Autora

Da análise da Tabela 5.1, verifica-se que os resultados não apresentam intervalos com ampla gama de valores, característica coerente com a condição do maciço, conforme exposto anteriormente, onde o mesmo encontra-se levemente alterado, com fraturas ocasionais e um RQD excelente.

Além dos índices físicos, foram realizados ensaios de compressão uniaxial no maciço rochoso do setor A1. Os valores de resistência encontrados são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor A1

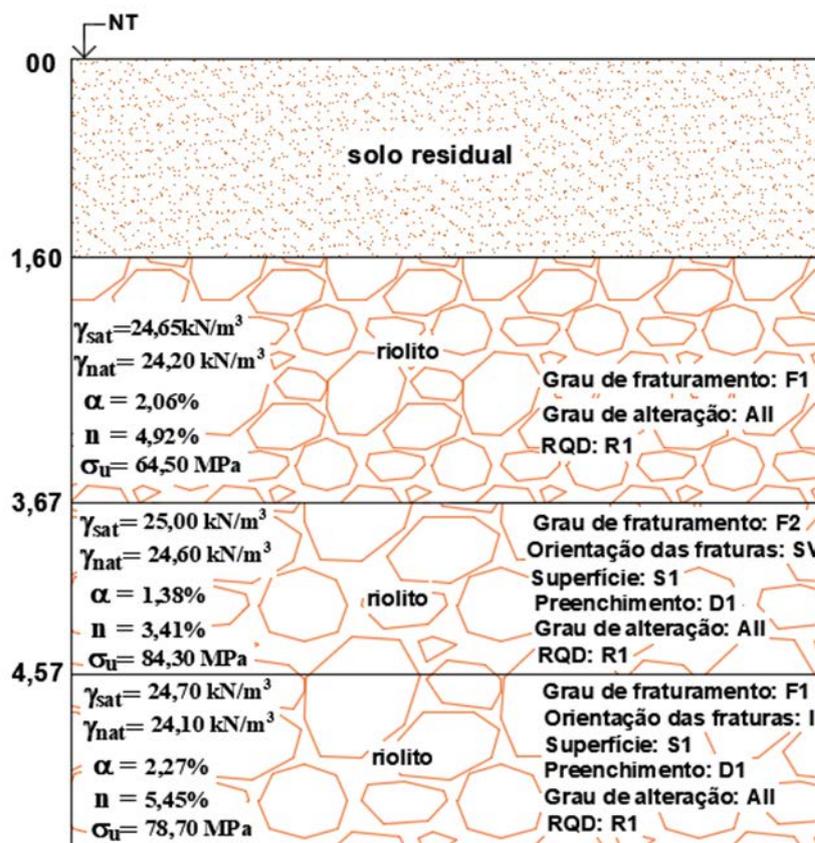
Setor A1 (SM-01)				
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	σ_u (MPa)	Ângulo de ruptura (°)
1,60 – 2,60	riolito	AII	67,76	90
2,60 – 3,60	riolito	AII	44,86	90
3,60 – 4,10	riolito	AII	80,94	90
4,10 – 4,74	riolito	AII	84,27	90
4,74 – 5,30	riolito	AII	79,75	90
5,30 – 6,00	riolito	AII	77,60	90

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Segundo a classificação proposta na Tabela 2.15, o setor A1 é formado, em grande parte, por rochas fortes com valores de resistência à compressão uniaxial compreendidos entre 50 a 120 MPa.

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.6.

Figura 5.6 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor A1.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

b) Setor A2

O setor A2, apresenta uma camada de solo residual mais espessa que o setor A1, constituída por trechos de silte arenoso e areia siltosa, com compactidade variando entre pouco compacta a muito compacta. O nível d'água encontra-se a 2,65 m de profundidade e conforme a sondagem SM-02, o topo rochoso inicia-se na profundidade de 5,5 m.

A caixa de testemunho obtida através da sondagem mista de referência para o setor, SM-02, pode ser visualizada na Figura 5.7.

Figura 5.7 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-02.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

O maciço rochoso é composto por material intermediário entre o riolito e o traquito. Segundo Gill (2014), o traquito é uma rocha ígnea semelhante ao riolito, porém apresenta teores menores de quartzo.

A matriz rochosa apresenta feições características desses materiais, com estrutura maciça, granulação fina a média e textura microporfirídica.

Entre 7,70 m e 10,70 m o maciço apresenta-se fraturado (F2), com 1 a 5 fraturas por metro, e moderadamente fraturado (F3) com 6 a 10 fraturas por metro. Com relação a orientação das fraturas, o maciço rochoso apresenta características semelhantes ao setor A1, com fraturas sub-horizontais com ângulo de inclinação entre 71° e 90° (SV) e inclinadas com ângulo de 21° a 70° (I).

As superfícies das fraturas são intermediárias entre o aspecto áspero (S1) e suave (S2), e possuem paredes exibindo alteração incipiente com sinais de percolação d'água e preenchimento ausente, D3 – D4. O maciço rochoso é formado por rochas moderadamente alteradas (AIII), onde menos que 50% da rocha está decomposta e/ou desintegrada. Além disso, os 70cm iniciais do maciço rochoso foram classificados como altamente alterado (AIV), com uma matriz rochosa apresentando-se bastante decomposta com coloração gradando para cores de solo.

Devido ao grau de alteração do maciço, no trecho entre 5,50 m e 7,70 m não foi possível obter informações sobre as descontinuidades, dessa forma, a análise só foi possível nas demais profundidades.

Conforme observado, os metros iniciais do maciço rochoso do setor A2, encontram-se altamente alterados, em consequência disso, nesse trecho estão os valores mais baixos de RQD. Segundo o critério de classificação, no trecho entre 5,50 e 6,20 m tem-se um maciço muito pobre (R5) com RQD entre 0 e 25%.

Na sequência o valor de RQD encontra-se entre as classes R4 (50 a 26%), que representa um maciço pobre, e R3 (51 a 75%) que corresponde a um maciço regular. Os metros finais investigados foram classificados na condição R3 como maciço regular.

Conforme apresenta a Tabela 5.3, no setor A2, apenas duas amostras foram ensaiadas. Devido ao reduzido número de dados não é possível fazer uma análise completa do maciço.

Tabela 5.3 –Propriedades índices do maciço rochoso do setor A2.

Setor A2 (SM-02)			γ_{nat}	γ_{sat}	Poros.	Absor.
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	(kN/m^3)	(kN/m^3)	η (%)	α (%)
6,20 - 6,45	riolito/ traquito	AIV	24,30	24,70	4,69	1,94
6,45 - 7,70	riolito/ traquito	AIII	24,30	24,80	4,98	2,05

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Adicionalmente, o trecho em questão apresenta-se moderadamente a pouco fraturado com grau de alteração entre altamente alterado e moderadamente.

Através dos resultados obtidos e os valores propostos na Tabela 2.13, a rocha é classificada como medianamente porosa. Com relação ao peso específico natural e peso específico saturado, os valores são similares aos resultados encontrados no maciço rochoso do setor A1 e são coerentes com os valores típicos encontrados em riolitos, conforme a Tabela 5.7.

No setor A2 foram realizados ensaios de compressão uniaxial em duas amostras retiradas do mesmo furo em que foram feitos os ensaios de propriedades índices. De acordo com a Tabela 5.4, o maciço é constituído por matriz rochosa forte, com resistência a compressão de 92,58 e 109,97 MPa.

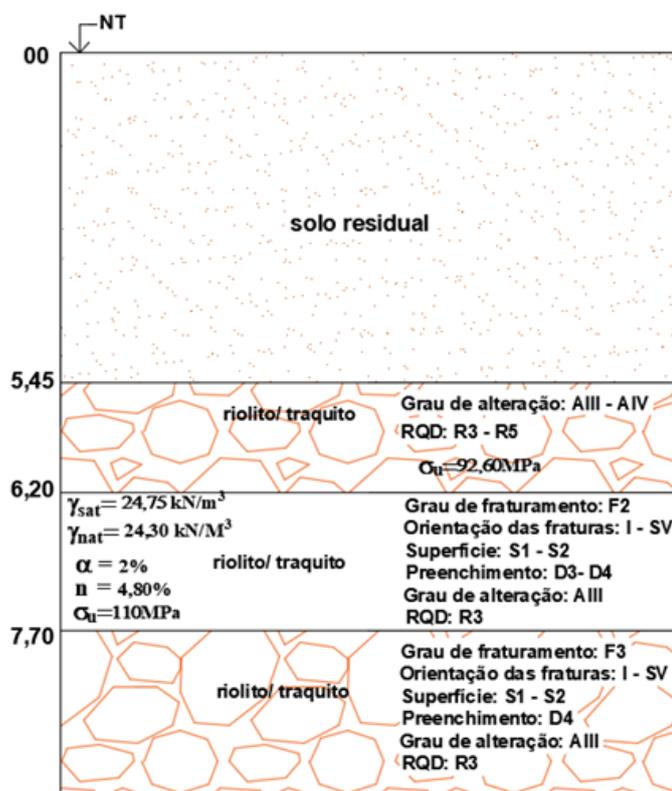
Tabela 5.4 – Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor A2.

Setor A2 (SM-02)				
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	σ_u (MPa)	Ângulo de ruptura (°)
5,50 – 6,20	riolito/ traquito	AIV	92,58	90
6,20 – 7,70	riolito/ traquito	AIII	109,97	90

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.8.

Figura 5.8 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor A2.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

c) Setor B

A caixa com os testemunhos de rocha pode ser analisada através da Figura 5.9.

Figura 5.9 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-06.



Fonte: Coutinho (2008)

No setor B, o topo rochoso encontra-se encoberto por uma camada de solo residual de aproximadamente 6,70 m de espessura, conforme apresenta o perfil de sondagem do furo SM-06, o trecho de solo é composto nos metros iniciais por argila siltosa seguida por areia fina siltosa.

O maciço rochoso é formado por dois tipos de matriz rochosa de origem ígnea, uma intermediária entre o riolito e o traquito e a outra classificada como basalto.

Com uma espessura de 2,80 m, a camada referente ao riolito/ traquito, apresenta estrutura maciça e granulometria fina a média com grãos de quartzo, feldspato e granada.

Com relação a camada de basalto, até a profundidade analisada, observa-se que o material não apresenta mais as feições estruturais originais da rocha. Além disso, devido a condição que se encontra esse material, não é possível aferir sobre sua textura.

O intervalo constituído por riolito/ traquito apresenta-se fraturado, com 1 a 5 fraturas por metro, (F2), com orientação das discontinuidades semelhante ao setor A1, com fraturas inclinadas (21 – 70°) a sub-verticais (71 – 90°).

As superfícies das discontinuidades nesse trecho do maciço são intermediárias entre o caráter suave (S2) a liso (S3) aparentando alteração incipiente com sinais de percolação d'água e preenchimento ausente (D3 – D4).

O maciço rochoso apresenta condição intermediária entre moderadamente (AIII) e altamente (AIV) alterada na camada de rocha de riolito/traquito.

Na camada subsequente do maciço, composta por basalto, tem-se a condição extremamente alterada (AV). Dessa forma, não é possível a análise das descontinuidades, uma vez que a estrutura da matriz rochosa se desfez.

O maciço rochoso encontrado no setor B é marcado por um alto grau de alteração e fraturamento, em conformidade, o índice RQD apresenta-se com valores muito baixos. No intervalo entre 6,70 e 9,50m, o RQD varia entre 26 a 50% que corresponde a um maciço pobre, (R4), e de 0 a 25% indicando maciço muito pobre, (R5).

No setor B, de acordo com o perfil de sondagem, o trecho ensaiado é constituído por basalto são com RQD excelente. Entretanto, os ensaios demonstram que o maciço apresenta uma matriz rochosa bastante porosa com valores consideráveis de absorção d'água, Tabela 5.5.

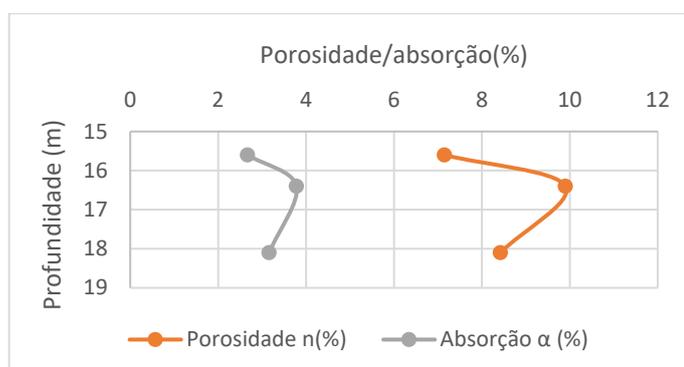
Tabela 5.5 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor B.

Setor B (SM-06)						
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Poros. η (%)	Absor. α (%)
15,60 - 16,40	basalto	AI	2,68	2,75	7,15	2,67
16,40 - 18,10	basalto	AI	2,63	2,73	9,90	3,78
18,10 - 18,80	basalto	AI	2,67	2,76	8,42	3,16

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

De acordo com a Figura 5.10, em 16,40 m encontram-se os maiores valores da porosidade e da absorção d'água.

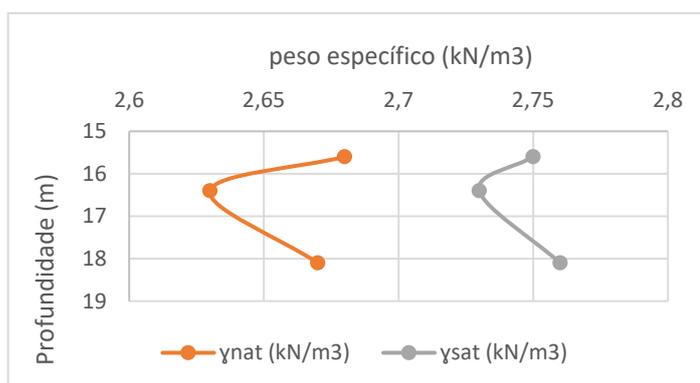
Figura 5.10 – Distribuição da porosidade e absorção com a profundidade: setor B.



Fonte: Autora

Comportamento inverso é observado na Figura 5.11, onde nessa profundidade estão os menores valores de peso específico natural e saturado.

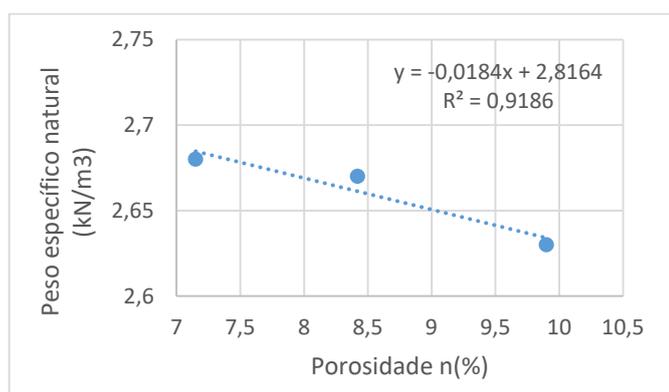
Figura 5.11 - Distribuição do peso específico com a profundidade do setor B.



Fonte: Autora

A relação entre a porosidade e o peso específico natural do maciço rochoso é apresentada na Figura 5.12, onde observa-se um comportamento aproximadamente linear, com o decréscimo do valor do peso específico decorrente do aumento da porosidade.

Figura 5.12 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural do setor B.

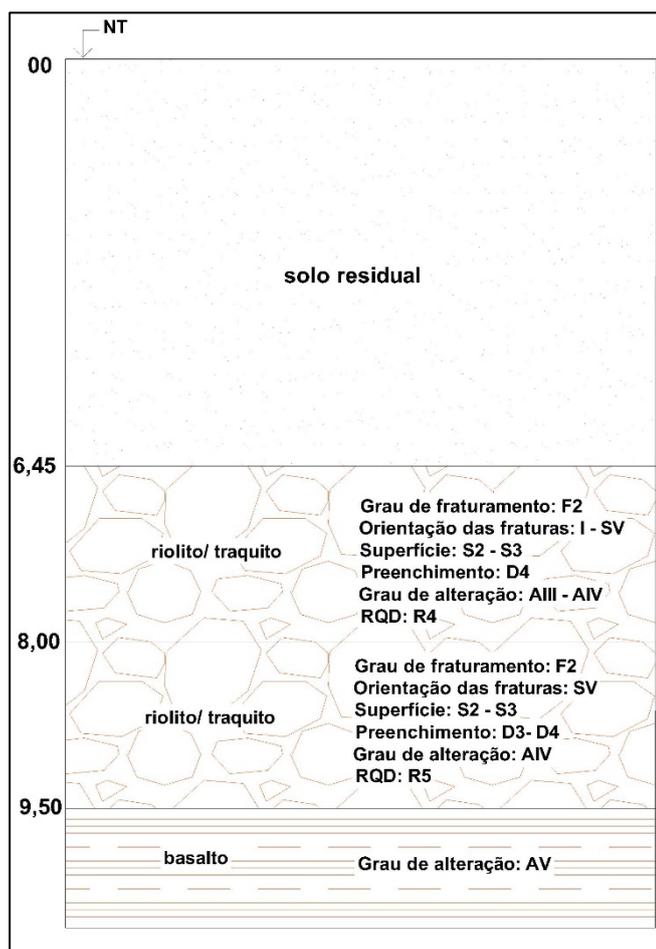


Fonte: Autora

Nesse setor não foram realizados ensaios de compressão uniaxial.

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.13.

Figura 5.13 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor B.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

d) Setor C1

A caracterização do setor C1 é feita a partir da descrição das amostras retiradas do furo SM-07.

Nesse setor os registros fotográficos das caixas de testemunhos de não foram encontrados.

Conforme observado na sondagem, com uma espessura de solo residual de 14,15 m, o setor C1 é composto por uma sequência de camadas bastante heterogêneas.

O maciço rochoso é formado inicialmente por uma camada de 2,14 m de riolito/traquito. O material apresenta um considerável grau de alteração, sendo classificado como moderadamente (AIII) a altamente (AIV) alterado, com RQD variando entre 26 a 50% que corresponde a um maciço pobre, (R4). Devido a isso, não foi possível a análise das demais feições da rocha.

Posteriormente o perfil passa a ser composto por uma camada de basalto com 6,50 m de espessura. Esse material encontra-se entre a condição extremamente alterado (AV) e solo residual (AVI). Não sendo possível, inclusive, obter medidas de RQD

A partir de 23,40 m a situação se inverte e o maciço rochoso passa a ser composto por basalto com excelentes condições. Com estrutura maciça, granulação fina e textura afaníticas, o basalto encontra-se ocasionalmente fraturado (F1) com fraturas com inclinação entre 21° – 70°.

As superfícies das descontinuidades existentes nesse trecho do maciço são intermediárias entre o caráter áspero (S1) e suave (S2) e exibem preenchimento ausente (D1).

As boas condições desse material se refletem no seu índice RQD, classificado como excelente R1 (100 – 91%).

As amostras utilizadas nos ensaios de laboratório do setor C1, foram retiradas nas profundidades de 23 a 27 m, conforme apresenta a Tabela 5.6. Nesse trecho o maciço rochoso é formado por basalto sã.

Tabela 5.6 –Propriedades índices do maciço rochoso do setor C1.

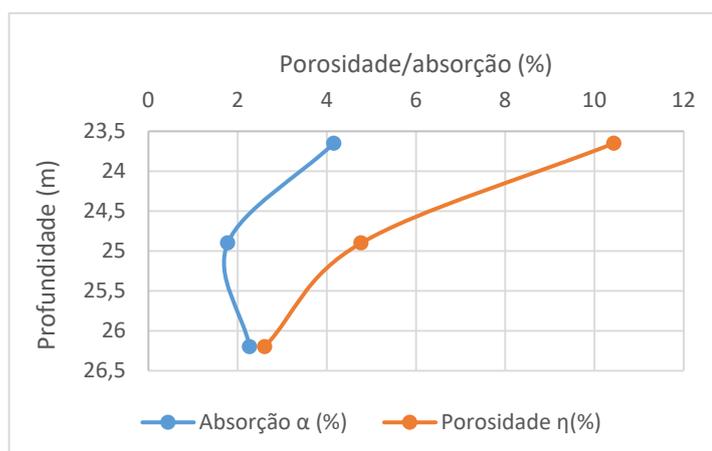
Setor C1 (SM-07)						
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	Poros. η (%)	Absor. α (%)
23,65 - 24,90	basalto	AI	25,2	26,2	10,44	4,16
24,90 - 26,20	basalto	AI	26,7	27,2	4,77	1,78
26,20 - 27,50	basalto	AI	26,9	27,6	2,61	2,27

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

Assim como observado no setor B, a porosidade apresenta valores significativos. De acordo com a classificação proposta na Tabela 2.13 o intervalo pode ser classificado entre medianamente a bastante poroso.

A Figura 5.14 apresenta a distribuição da porosidade e da absorção com a profundidade de ensaio. Os valores de porosidade e absorção apresentam a tendência de diminuir com a profundidade apresentam valores muito próximos em 26,20 m.

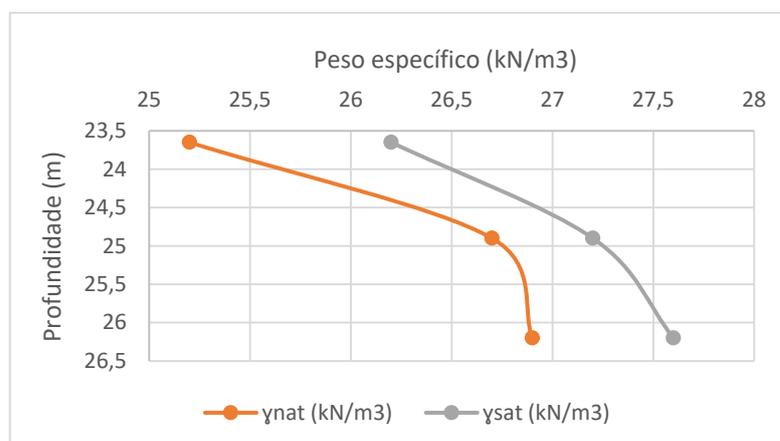
Figura 5.14 – Relação entre a porosidade e a absorção com a profundidade – setor C1.



Fonte: Autora

A distribuição dos valores do peso específico saturado e do peso específico natural, com a profundidade, pode ser analisada através da Figura 5.15. O comportamento observado é similar ao que ocorreu nos setores anteriormente caracterizados, nos trechos de maiores taxas de porosidade e absorção d'água, os valores de peso específico são os menores.

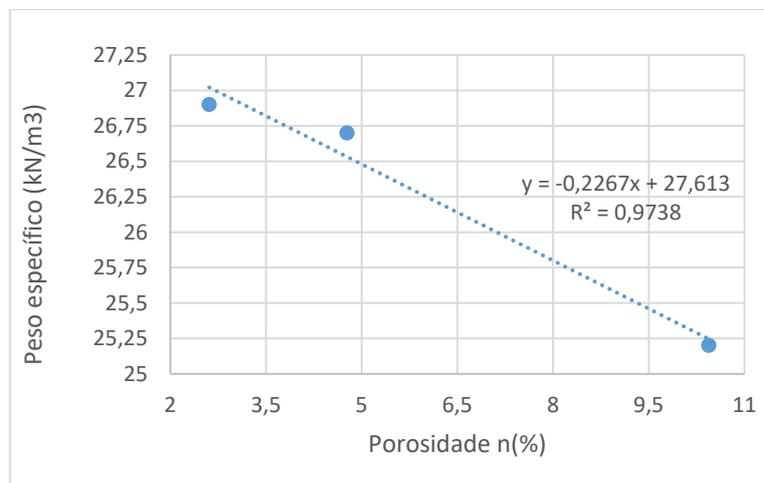
Figura 5.15 – Relação entre o peso específico com a profundidade – setor C1.



Fonte: Autora

A relação entre a porosidade do maciço e o peso específico é apresentada na Figura 5.16, e permite a análise da relação entre a porosidade e o peso específico natural do trecho ensaiado.

Figura 5.16 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural – setor C1.



Fonte: Autora

No que se refere ao ensaio de compressão uniaxial, no trecho do maciço rochoso entre 23 a 25,50 m foram encontrados os valores apresentados na Tabela 5.7.

Os resultados demonstram que a matriz rochosa é constituída por basalto com resistência a compressão acima de 50 MPa, resultado que permite a classificação do intervalo rochoso em forte, conforme a Tabela 2.15.

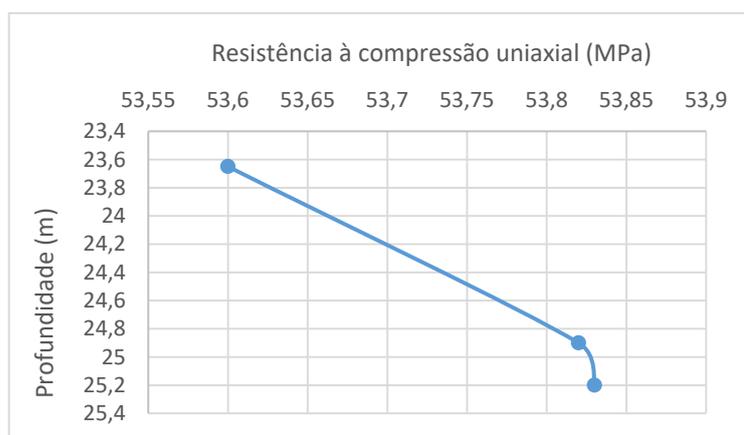
Tabela 5.7 – Resultado dos ensaios de compressão uniaxial do maciço setor C1.

Setor C1 (SM-07)				
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	σ_u (MPa)	Ângulo de ruptura (°)
23,65 – 24,90	basalto	AI	53,60	90
24,90 – 25,20	basalto	AI	53,82	90
25,20 – 25,50	basalto	AI	53,83	90

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Os ensaios de resistência à compressão uniaxial obtiveram resultados muito próximos para as três amostras ensaiadas, estando os maiores valores em maiores profundidades, conforme apresenta a Figura 5.17.

Figura 5.17 – Relação entre a resistência à compressão do material rochoso com a profundidade – setor C1.



Fonte: Autora

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.18.

Figura 5.18 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor C1.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

e) Setor C2

Figura 5.19 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-12.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Assim como o setor C1, apresentado anteriormente, o setor C2 é composto por um perfil muito heterogêneo. A Figura 5.19 apresenta o testemunho de sondagem obtido pelo furo SM-12.

Formado por uma camada de 4,58 m de solo residual, composta inicialmente por argila com areia fina, seguida por um trecho de areia fina, siltosa pouco argilosa e outro de silte argiloso com areia fina.

Os próximos 16 m são constituídos por riolito/traquito com um considerável grau de alteração, sendo classificado como moderadamente (AIII) a extremamente (AV) alterado, com RQD variando entre 0 a 50% que corresponde a trechos com um maciço pobre, (R4), e muito pobre (R5).

Em razão dessa condição, só em alguns trechos do maciço foi possível a análise das demais feições da rocha. Em determinados intervalos, observa-se que a superfície das descontinuidades existentes, são intermediárias entre o aspecto suave (S2) a liso (S3) aparentando alteração incipiente com sinais de percolação d'água e preenchimento ausente (D3 – D4).

Entre os 22 m e 25 m de profundidade, o perfil apresenta uma camada de basalto com condição intermediária entre extremamente alterado (AV) e solo residual (AVI), com RQD muito pobre (0 a 25%).

No trecho seguinte, o basalto apresenta um menor grau de alteração, possibilitando a análise das demais características do maciço. O material rochoso encontra-se pouco fraturado, com 1 a 5 fratura por metro (F2), onde as fraturas apresentam diferentes inclinações. As paredes das descontinuidades não apresentam preenchimento e exibem aspecto áspero (S1) a suave (S2).

O RQD obtido representa a condição de rochas muito pobres (R5), melhorando a partir de 30m de profundidade para a condição regular com índice entre 75 e 51%.

Os ensaios de laboratório foram executados em três amostras, nas profundidades apresentadas na Tabela 5.8.

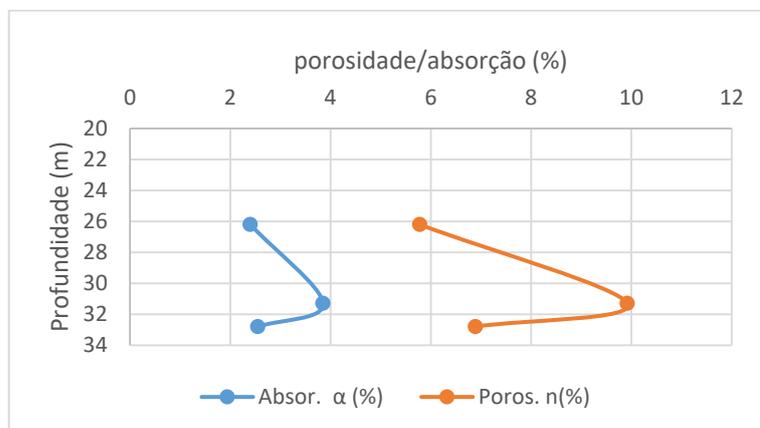
Tabela 5.8 – Resultado dos ensaios de laboratório efetuados no maciço do setor C2.

Setor C2 (SM-12)						
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	Poros. η (%)	Absor. α (%)
26,20 - 31,30	basalto	AIII - AIV	24,20	24,70	5,78	2,40
31,30 - 32,80	basalto	AIII	25,80	26,80	9,92	3,85
32,80 - 34,30	basalto	AIII	27,10	27,80	6,89	2,55

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

A distribuição da porosidade e da absorção com a profundidade, para o basalto, pode ser conferido a seguir, Figura 5.20.

Figura 5.20 – Relação entre a porosidade e a absorção com a profundidade – Setor C2.

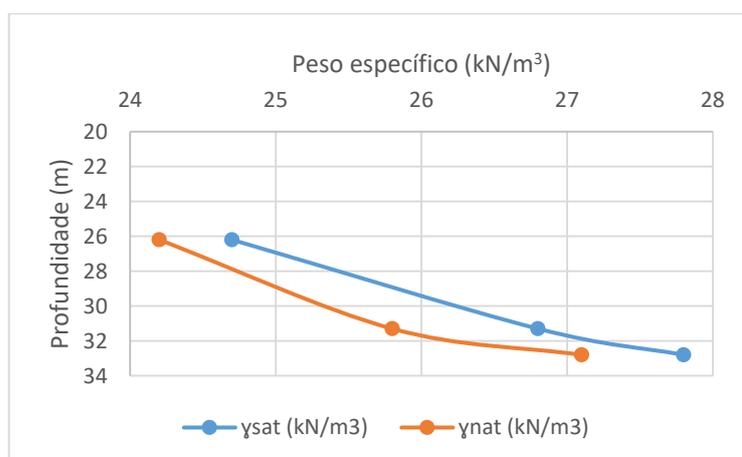


Fonte: Autora

De acordo com os resultados, observa-se que os valores de porosidade e a absorção aumentam com a profundidade, sendo que, no trecho compreendido entre 26,2 e 32,8 m de profundidade, são atingidos os maiores resultados. Segundo a classificação proposta por Chiosi (2013), Tabela 2.13, o basalto é classificado como bastante poroso.

Com relação a distribuição do peso específico natural e saturado, comportamento semelhante é observado, uma vez que os valores apresentam crescimento com a profundidade, Figura 5.21

Figura 5.21 - Relação entre o peso específico com a profundidade – Setor C2.



Fonte: Autora

Os resultados encontrados para porosidade e peso específico natural, quando comparados com os valores estabelecidos na Tabela 2.14, demonstram a influência do estado de alteração nas

propriedades das rochas. No caso do maciço rochoso do setor C2, o basalto apresenta peso específico abaixo do que é esperado para o caso de rocha intacta. Adicionalmente, a porosidade é muito superior ao indicado.

Nesse setor os ensaios de compressão simples foram realizados em duas amostras, retiradas no trecho entre 28 e 29,30 m, por meio do furo de sondagem SM-28, conforme apresenta a Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Resultado dos ensaios de compressão uniaxial do maciço do setor C2.

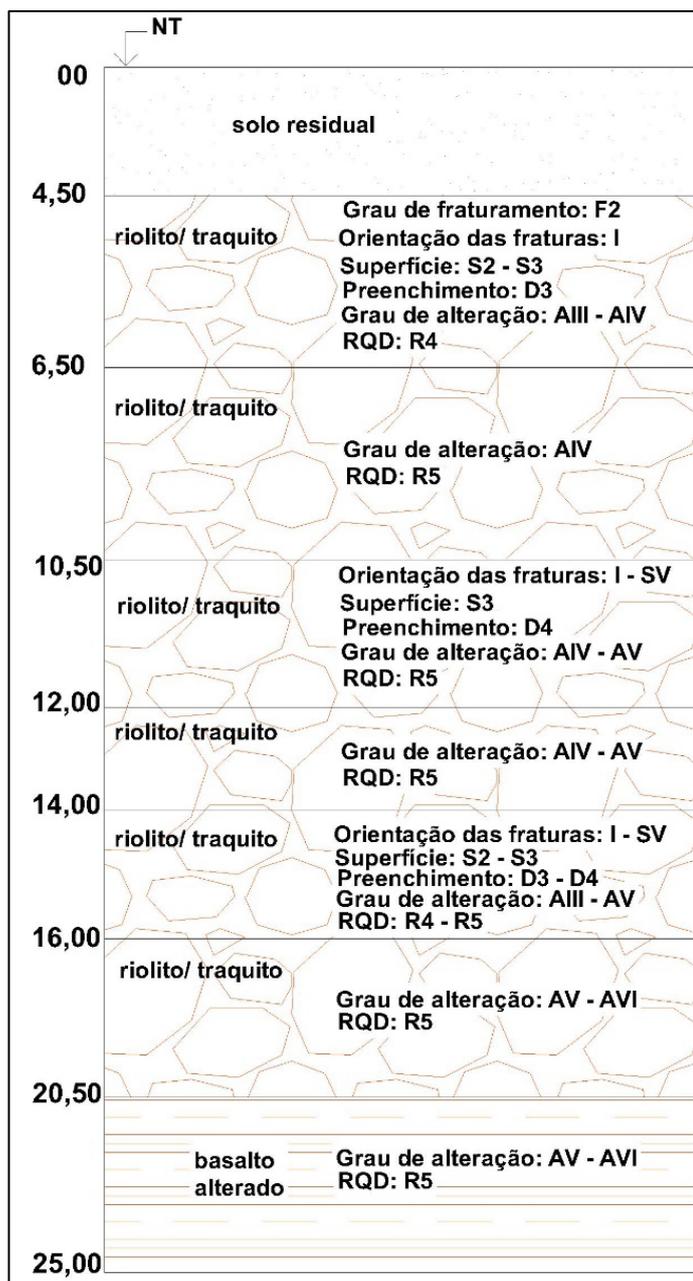
Setor C2 (SM-28)				
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	σ_u (Mpa)	Ângulo de ruptura (°)
28,10 – 29,30	basalto	AIII a AIV	53,64	30
29,30 – 30,50	basalto	AIII a AIV	54,49	30

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Analisando os resultados encontrados, apesar do elevado grau de alteração, observa-se que no setor C2, a resistência à compressão do basalto, apresenta valores ligeiramente superiores aos resultados de resistência encontrados para o basalto são, do setor C1.

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.22.

Figura 5.22 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor C2.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

f) Setor D

Figura 5.23 – Caixas de testemunho retiradas do furo SM-04.



Fonte: Coutinho (2008).

De acordo com a sondagem SM-04, o topo rochoso está encoberto por uma camada de solo residual com espessura de 3,45 m, composta por argila siltosa com areia seguido por um trecho com areia siltosa fina.

A matriz rochosa é formada por material ígneo, classificado como riolito/traquito. Nas profundidades iniciais, o maciço rochoso apresenta estrutura maciça em algumas partes e grãos finos a médio com pequenos cristais de quartzo e feldspato. A Figura 5.23 apresenta a caixa com os testemunhos de sondagem obtidos pelo furo SM-04.

O setor D, apresenta maciço rochoso com condição variando entre altamente (AIV) alterado a extremamente (AV) alterado.

Nesse caso, grande parte do material da rocha está decomposto e/ou desintegrado em solo, mas a estrutura original da massa rochosa ainda está consideravelmente intacta.

Conforme apresentado anteriormente, o setor D exibe um maciço rochoso com elevado grau de alteração, principalmente no trecho compreendido entre as profundidades de 5,40 m e 7,40 m. Devido a isso, nesse intervalo não é possível a determinação do grau de fraturamento do maciço e a orientação das fraturas.

Nos demais trechos é observado uma homogeneidade de resultados, com uma matriz rochosa moderadamente fraturada (F3), com 6 a 10 fraturas por metro, com orientação inclinada (21 – 70°) a sub-vertical (71 – 90°).

As paredes das discontinuidades são lisas (S3) e possuem superfícies alteradas sem preenchimento.

O setor D apresenta um maciço rochoso com RQD entre 0 e 25%, valor correspondente a um maciço muito pobre. Essa condição mostra-se coerente com o grau de alteração da matriz rochosa, que varia entre altamente alterada a extremamente alterada.

No setor D as amostras de rocha foram retiradas de profundidades onde o maciço apresenta-se em condição intermediária entre altamente a extremamente alterado. Pela análise da Tabela 5.10, verifica-se que os valores de porosidade e absorção refletem o estado de alteração da rocha.

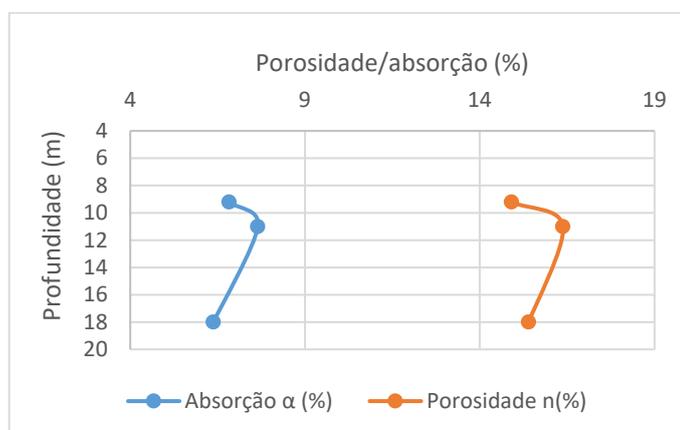
Tabela 5.10 – Propriedades índices do maciço rochoso do setor D.

Setor D (SM-04)			γ_{nat}	γ_{sat}	Poros.	Absor.
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	(kN/m^3)	(kN/m^3)	η (%)	α (%)
9,20 - 11,00	basalto	AIII	2,19	2,34	14,91	6,83
11,00 - 18,00	basalto	AIV	2,14	2,31	16,38	7,65
18,00 - 20,00	basalto	AV	2,42	2,57	15,4	6,38

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

De acordo com a classificação proposta por Chiosi, Tabela 2.13, o intervalo investigado é composto por rochas muito porosas, com os maiores valores de absorção d'água e porosidade na profundidade de 11 m, Figura 5.24.

Figura 5.24 – Distribuição da porosidade e absorção com a profundidade – setor D.

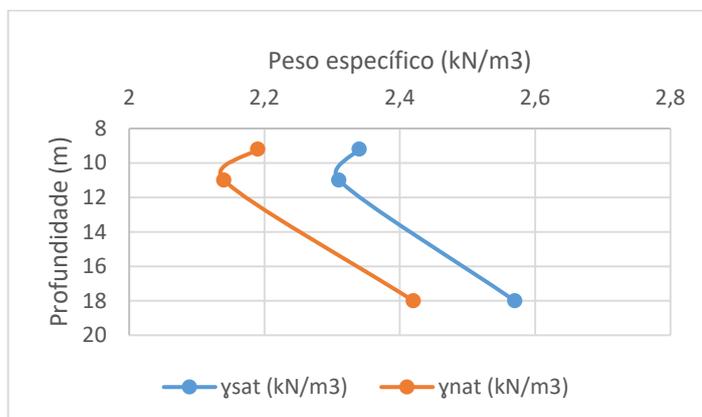


Fonte: Autora

Com relação aos valores de peso específico natural e peso específico saturado, as amostras apresentaram valores muito baixos, característicos de solo compacto.

Os resultados apresentam pouca variabilidade com a profundidade, Figura 5.25, estando os maiores valores a 18 m.

Figura 5.25 – Distribuição do peso específico com a profundidade: setor D.

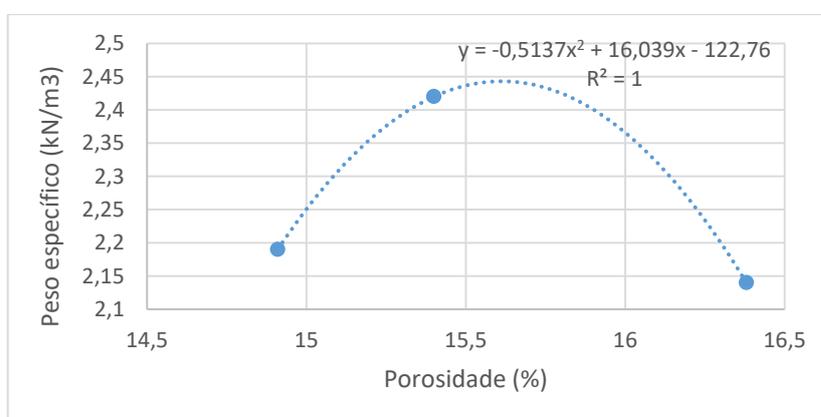


Fonte: Autora

Diferentemente dos setores anteriores, a relação estabelecida entre a porosidade e o peso específico natural não apresenta linearidade. A melhor maneira de ajuste dos valores é feita através de uma parábola, Figura 5.26. Para uma melhor análise desse comportamento seria necessário a realização de mais ensaios.

Entretanto, a divergência de comportamento pode estar relacionada ao elevado estado de alteração do maciço, que resulta em uma alta porosidade e valores de peso específico muito inferiores aos resultados presentes na literatura para rochas sãs.

Figura 5.26 – Relação entre o peso específico e a porosidade – setor D.



Fonte: Autora

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado em amostras retiradas do furo de sondagem mista SM-09, Tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor D.

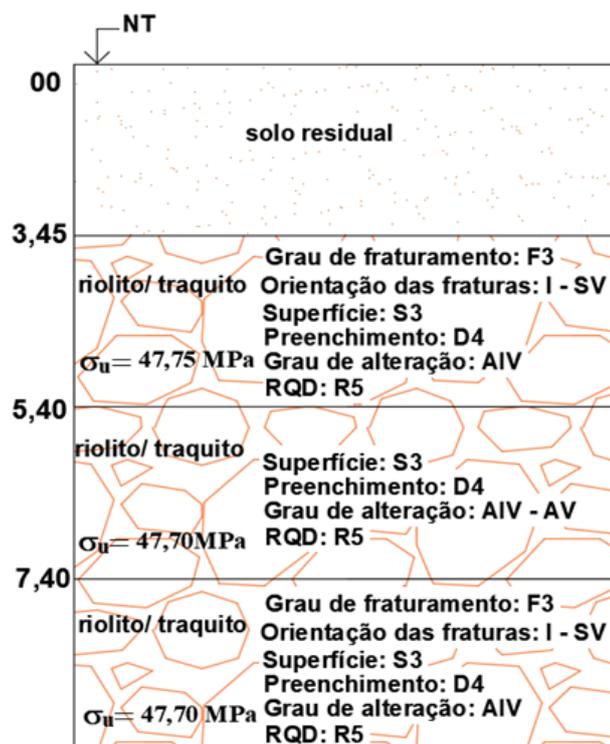
Setor D (SM-09)				
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	σ_u (MPa)	Ângulo de ruptura (°)
4,13 – 4,39	riolito/ traquito	AII	30,73	90
4,39 – 5,58	riolito/ traquito	AII	64,80	90
5,58 – 6,63	riolito/ traquito	AII	54,01	90
6,63 – 6,90	riolito/ traquito	AII	57,20	90
6,90 – 7,20	riolito/ traquito	AII	31,82	90

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

De acordo com os resultados de resistência à compressão, apesar do setor D apresentar um maciço rochoso levemente alterado, os valores de σ_u oscilam em profundidade. Esse comportamento pode estar relacionado com a presença de microfissuras na amostra ou a heterogeneidade decorrente da textura ou estrutura da rocha.

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.27.

Figura 5.27 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor D.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

g) Setor E

Figura 5.28 – Caixas com os testemunhos de sondagem do furo SM-34.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Conforme apresentado anteriormente, a sondagem de referência do setor E é a SM-19, entretanto, os registros fotográficos das caixas com os testemunhos de sondagem não foram encontrados. Assim, é apresentado os testemunhos obtidos pela SM-34, também executada no setor, Figura 5.28.

Composto por solo residual com espessura de 3,53 m, o setor E, é constituído inicialmente por uma camada de argila siltosa fina seguida de areia siltosa. O maciço rochoso encontra-se a pouca profundidade da superfície e apresenta homogeneidade ao longo de todo o trecho investigado.

A matriz rochosa é classificada como riolito ou traquito com estrutura maciça e textura microporfíridica com granulometria fina a média com pequenos cristais de quartzo e vesículas. Na profundidade entre 4,33 m e 5,93 m, o maciço é composto por rochas sãs com fraturas ocasionais que não permitem a análise das feições das descontinuidades.

Entretanto, após esse intervalo o grau de fraturamento aumenta sensivelmente para a condição de rochas pouco fraturadas (F2), com a superfície das fraturas classificadas como suaves (S2). A orientação das descontinuidades da rocha é identificada como inclinadas ($21 - 70^\circ$) e/ou sub verticais ($71 - 90^\circ$), com exceção do trecho inicial no qual não foi constatado nenhum padrão geométrico. Com relação ao preenchimento das fraturas é observada uma grande variabilidade

de condições, trechos sem preenchimento (D1 e D3) e com preenchimento rígido, pétreo de sílica (D2).

O setor E apresenta o maciço rochoso em ótimas condições com grau de alteração AI (rocha sã) e AII (levemente alterado). Com nenhum sinal visível de intemperismo ou, em alguns casos, a rocha está levemente descolorida em grandes superfícies de descontinuidades.

O maciço rochoso apresenta uma grande variabilidade de valores de RQD, estando os melhores resultados nas profundidades mais superficiais.

O topo rochoso exibe RQD entre 76 a 90%, que representa uma condição boa (R2), no intervalo entre 4,33 e 5,93 m, o maciço é classificado como excelente, com RQD na faixa entre 91 a 100%. Entretanto, na sequência o índice assume valores entre 51 e 75%, assumindo uma condição regular (R3).

Formado por rochas intermediárias entre o riolito e o traquito, o setor E apresenta entre 3,80 e 8,5 m, rochas sãs a levemente alteradas com poucas fraturas.

Entretanto, os resultados apresentados na Tabela 5.12, demonstram que a rocha possui valores consideráveis de porosidade, podendo ser classificadas como medianamente a bastantes porosas.

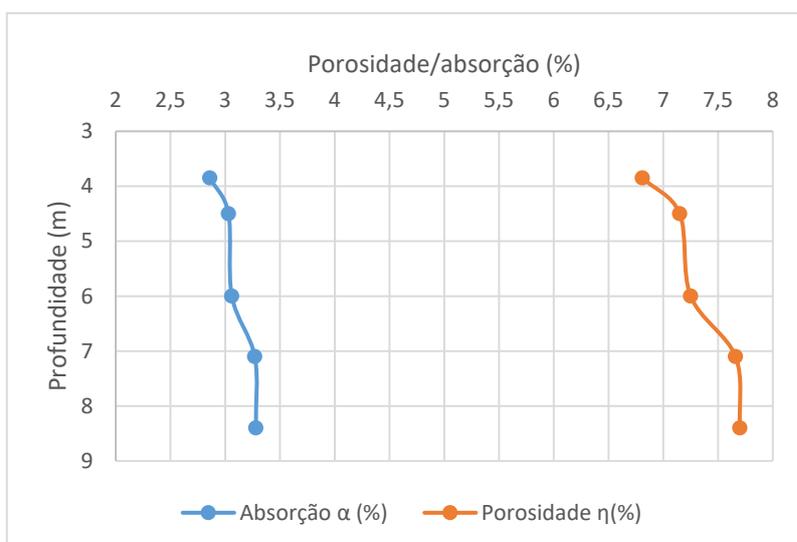
Tabela 5.12 – Resultado dos ensaios de laboratório efetuados no maciço do setor E.

Furo SM - 19 Setor E						
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	Poros. η(%)	Absor. α (%)
3,85 – 4,50	riolito/ traquito	AI e AII	23,8	24,5	6,81	2,86
4,50 – 6,00	riolito/ traquito	AI	23,6	24,4	7,15	3,03
6,00 – 7,10	riolito/ traquito	AI e AII	23,7	24,4	7,25	3,06
7,10 – 8,40	riolito/ traquito	AI e AII	23,4	24,2	7,66	3,27
8,40 – 9,70	riolito/ traquito	AI	23,5	24,3	7,7	3,28

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Os resultados de porosidade e absorção d'água para as amostras recolhidas podem ser conferidos na Figura 5.29. Apesar da matriz rochosa apresentar-se bastante porosa, os valores da absorção d'água são consideravelmente pequenos.

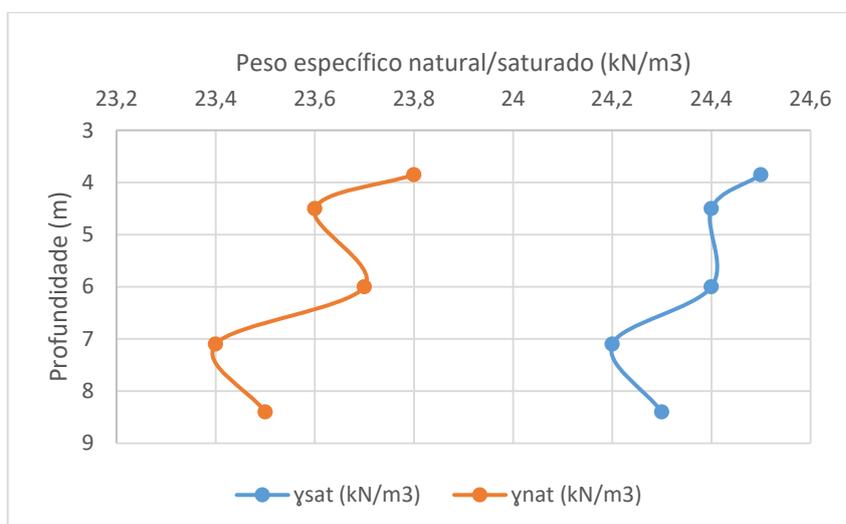
Figura 5.29 – Distribuição da porosidade e da absorção com a profundidade – Setor E.



Fonte: Autora

Da análise do peso específico natural e peso específico saturado, Figura 5.30, observa-se uma pequena variação desses valores com a profundidade.

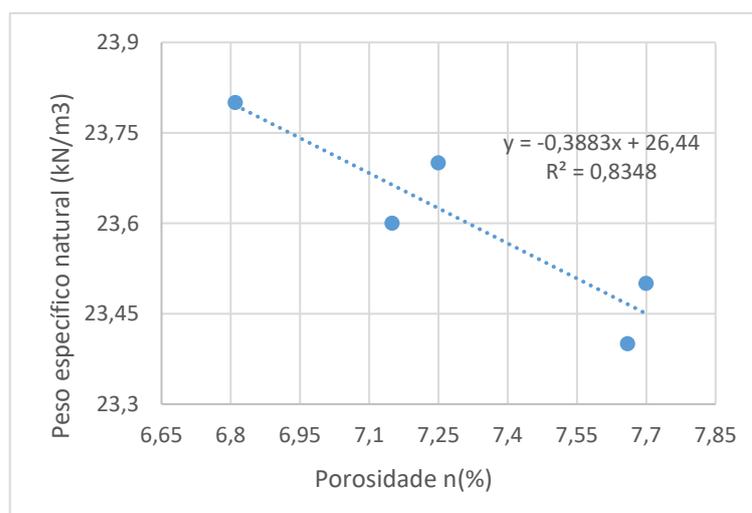
Figura 5.30 – Distribuição do peso específico com a profundidade – Setor E.



Fonte: Autora

A correlação entre a porosidade e o peso específico natural, Figura 5.31, apresenta-se de maneira inversamente proporcional e se ajustando razoavelmente por uma reta.

Figura 5.31 – Relação entre a porosidade e o peso específico natural – setor E.



Fonte: Autora

Com relação a resistência à compressão uniaxial, foram executados ensaios em amostras retiradas de três furos de sondagem mista, conforme a Tabela 5.13.

Tabela 5.13 –Propriedades índices do maciço rochoso do setor E.

Setor E (SM-34)				
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	σ_u (MPa)	Ângulo de ruptura (°)
3,70 - 4,40	riolito/traquito	AII	49,93	catáclase
4,40 - 5,20	riolito/traquito	AII	40,11	90
5,20 - 6,10	riolito/traquito	AII	90,41	90
Setor E (SM-15)				
3,50 - 4,70	riolito/traquito	AII	72,44	90
4,70 - 6,00	riolito/traquito	AII	82,74	90
6,00 - 7,18	riolito/traquito	AII	67,80	90
7,18 - 7,80	riolito/traquito	AII	61,93	90
Setor E (SM-30)				
16,60 - 17,45	riolito/traquito	AIV	54,35	90
17,45 - 18,45	riolito/traquito	AIII a AIV	54,33	90
18,45 - 19,00	riolito/traquito	AIII a AIV	54,43	90

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

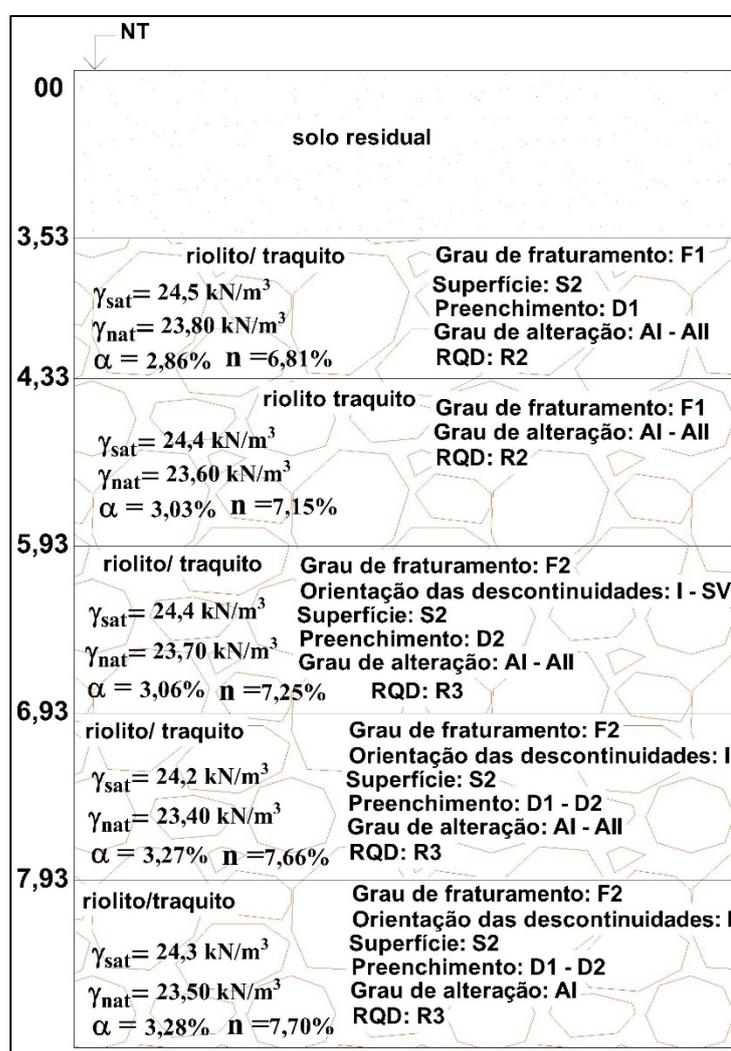
A partir da análise dos valores de resistência à compressão, observa-se a grande variação dos resultados obtidos para o mesmo setor.

Os ensaios executados na sondagem SM-34 apresentam a resistência variando entre 40 a 90 MPa para a profundidade de 3,70 a 6,10 m. Para o mesmo trecho do maciço, os ensaios executados na sondagem SM-15 apresentam um intervalo com valores consideravelmente superiores.

Para as profundidades superiores a 16,60 m, os ensaios apresentaram valores muito aproximados, com resistência à compressão de aproximadamente 54MPa.

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.32.

Figura 5.32 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor E.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

e) Setor G

Figura 5.33 – Caixas com os testemunhos de sondagem do furo SM-27



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Assim como aconteceu no setor E, a sondagem representativa do setor G corresponde ao SM-29, entretanto os registros fotográficos das caixas com os testemunhos de sondagem não foram encontrados. Logo, são apresentados os testemunhos obtidos pela SM-27, também executada no setor, Figura 5.33.

A partir do SM-29, verifica-se que o setor G apresenta inicialmente, solo residual com espessura de 23,85 m seguido de uma fina camada de basalto alterado.

Na sequência tem-se o maciço rochoso que é composto por basalto, rocha ígnea extrusiva com estrutura maciça, textura afanítica e granulometria fina.

O maciço rochoso é composto por rochas levemente alteradas (AII) a moderadamente alteradas (AIII), com exceção do trecho mais próximo ao contato solo/rocha que apresenta um maior

grau de alteração com uma condição intermediária entre altamente alterado (AIV) e extremamente alterado (AV).

O setor G apresenta-se muito heterogêneo em relação ao grau de fraturamento, exibindo trechos com comportamento intermediário entre a condição de ocasionalmente fraturado (F1), rocha pouco alterada (F2) e rocha moderadamente fraturada (F3). O trecho inicial do maciço rochoso possui maior número de fraturas, com 6 a 10 fraturas por metro, e conforme apresentado anteriormente, encontra-se em elevado estado de alteração.

Pela análise das paredes das discontinuidades, observa-se que o maciço apresenta aspecto áspero (S1) ou suave (S2) com ausência de preenchimento e contato rocha – rocha ou presença de material pétreo silicoso. A orientação das fraturas segue um padrão intermediário entre a condição inclinada (21° - 70°) a sub – vertical (71° - 90°). Ao contrário do que se observa no setor A, onde os maiores valores de RQD são elevados em toda a extensão investigada, o setor G apresenta o trecho inicial do maciço, compreendido entre as profundidades de 23,85 e 27,50m, com índice RQD variando entre 0 e 25%, condição característica de rochas muito pobres (R5).

Na sequência o maciço assume a condição regular (R3) com RQD entre 51 e 75%, chegando a atingir valores mais baixos entre 26 e 50%, o que lhe confere nesse trecho a classificação de maciço pobre (R4).

Nesse setor, os ensaios de laboratório foram executados no trecho compreendido entre 31 a 37 m de profundidade.

Adicionalmente, não foram executados ensaios de compressão simples a partir de amostras retiradas do furo de sondagem SM-29. Entretanto, foram realizados ensaios de compressão uniaxial em amostras extraídas dos furos de sondagem SM-27 e SM-16, conforme apresenta a Tabela 5.14.

Para as profundidades de ensaio, a matriz rochosa é composta por basalto com grau de intemperismo variando de levemente a altamente alterado. A influência do estado de alteração é percebida nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial, onde, as maiores resistências são encontradas nos trechos com menor grau de intemperismo.

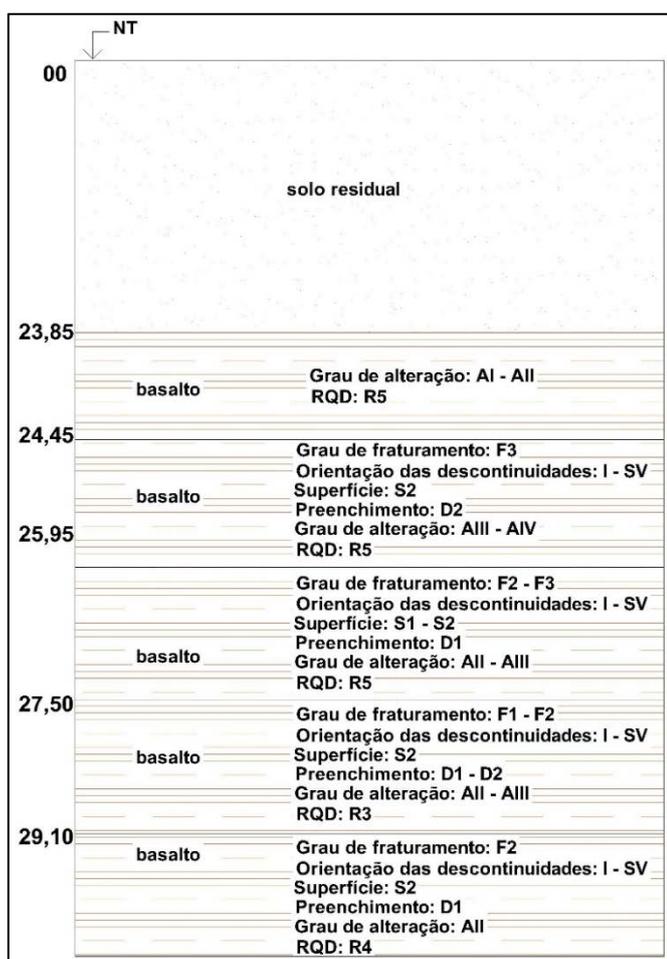
Tabela 5.14 - Resultados do ensaio de compressão uniaxial do setor G

Setor G (SM-27)				
Prof. (m)	Rocha	Grau de intemp.	σ_u (MPa)	Ângulo de ruptura (°)
17,10 - 17,40	basalto	AIII	30,73	catáclase
17,40 - 19,20	basalto	AII	64,80	catáclase
19,20 - 20,00	basalto	AII	54,01	catáclase
Setor G (SM-16)				
23,80 - 25,30	basalto	AIV	41,11	90
25,30 - 26,20	basalto	AIV	40,60	90
26,20 - 26,90	basalto	AIV	38,04	90

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Uma síntese das características do maciço rochoso pode ser conferida na Figura 5.34.

Figura 5.34 – Resumo geral da caracterização geológico-geotécnica do maciço rochoso do setor G.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

6 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO ROCHOSO

Nessa seção é apresentada a metodologia utilizada para a classificação geomecânica dos maciços rochosos da PetroquímicaSuape, pela última versão do sistema RMR, para o caso específico de fundações, através da descrição de testemunhos de sondagem.

Com essa classificação, através da metodologia apresentada, são encontrados valores estimados para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, e por correlação, o módulo de elasticidade.

6.1 INTRODUÇÃO

Conforme apresentado no item 2.6.1, a classificação do maciço rochoso de acordo com o sistema RMR, resulta do somatório de pesos atribuídos aos seguintes parâmetros: resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, RQD, espaçamento entre as descontinuidades, condições das descontinuidades e condições hidráulicas nas fraturas.

A partir da análise e ampliação do banco de dados, o sistema RMR se aperfeiçoou e atingiu sua última modificação em 1989.

O sistema RMR classifica o maciço rochoso em cinco classes, de acordo com o intervalo em que se encontra o somatório dos pesos atribuídos. Para cada uma dessas classes são associadas uma estimativa para valores de coesão (kPa) e de ângulo de atrito

Além disso, conforme ressalta Bieniawski (1978) o sistema mostra-se útil para estimar a deformabilidade *in-situ* de maciços rochosos.

6.2 METODOLOGIA UTILIZADA PARA A CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO PELO SISTEMA RMR

A escolha do sistema RMR para a classificação geomecânica do maciço rochoso da PetroquímicaSuape, foi definida tendo em vista que a principal fonte de dados do maciço é composta pela descrição dos testemunhos de sondagem obtidos na área.

Conforme apresenta Lima (2011), o sistema RMR possui parâmetros que podem ser quantificados ou qualificados com maior facilidade através da análise de testemunhos de sondagem.

Para a descrição do maciço rochoso existente em cada um dos setores da PetroquímicaSuape, Figura 4.2, foram utilizados os dados referentes a descrição dos testemunhos de sondagem tidos como representativos, os perfis de sondagem obtidos nas investigações de campo para a retirada

do testemunho, os registros fotográficos das caixas com os testemunhos e os resultados dos ensaios de compressão simples da rocha.

Com base nesses dados, foram coletadas as informações necessárias para a atribuição de pesos, para cada trecho do maciço rochoso da PTA.

No presente trabalho, para a distribuição dos pesos foi utilizada uma planilha eletrônica, conforme apresenta o Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Planilha de distribuição de pesos segundo o sistema RMR de 1989.

Setor		Trechos					
Parâmetros							
1 - Resistência à compressão simples (MPa)							
Peso							
2 - RQD							
Peso							
3 - Espaçamento das descontinuidades							
Peso							
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência						
	Abertura						
	Rugosidade						
	preenchimento						
	Grau de alteração						
Peso							
5 - Condições da água subterrânea							
Peso							
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades							
Penalização							
Somatório dos pesos							
Classe do maciço rochoso							

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

As considerações utilizadas para a avaliação da medida ou estimativa dos cinco parâmetros que compõem o sistema RMR (1989), são apresentadas a seguir:

- a) Resistência da rocha intacta: os valores utilizados na avaliação desse parâmetro foram obtidos por meio dos ensaios de compressão uniaxial (ou compressão simples).

Nos setores A1, A2, C1 e D, os corpos de prova ensaiados foram retirados dos furos considerados como representativos de cada setor.

Entretanto, nos setores em que os ensaios de compressão simples foram realizados nas amostras extraídas de furos não representativos, como é o caso dos setores E e G, foram utilizados os valores médios de resistência, encontrados nos ensaios executados em outros furos do respectivo setor.

No caso de setores em que não foram realizados ensaios de compressão simples em nenhuma amostra, setores B e C2, foi adotado o valor de 54 MPa para a resistência à compressão do riolito e do basalto. Esse valor corresponde a resistências encontradas através dos ensaios realizados nas outras regiões do maciço, para o mesmo tipo rochoso em questão e com o mesmo grau de intemperismo.

- b) RQD: Esse parâmetro foi adotado a partir dos valores de RQD obtidos nas sondagens mistas de referência de cada setor.

A proposta inicial do trabalho era analisar conjuntamente algumas sondagens mistas executadas em cada setor e obter um valor médio de RQD para cada profundidade de análise. Entretanto, não foi possível obter um valor representativo do maciço rochoso em cada trecho de análise, devido a variabilidade natural do terreno.

- c) Espaçamento das descontinuidades: Assim como considerou Lima (2011), o espaçamento médio das descontinuidades foi obtido através da relação entre o comprimento da manobra e o número de descontinuidades naturais que interceptam o testemunho de sondagem. Este parâmetro foi avaliado através do grau de fraturamento do maciço, conforme consta nas tabelas de classificação de cada setor.

- d) Condições das descontinuidades: A condição das descontinuidades foi determinada levando em consideração a sua persistência, abertura, rugosidade, preenchimento e grau de alteração. As descrições da rugosidade, do preenchimento e do grau de alteração do maciço, foram obtidas pela inspeção dos testemunhos de sondagem e pelas feições descritas nas tabelas de caracterização, apresentadas anteriormente.

O objetivo principal da caracterização do maciço rochoso de cada setor da PTA, foi subsidiar a escolha e o dimensionamento das fundações da obra. Com essa finalidade, a equipe técnica utilizou padrões qualitativos e/ou quantitativos que buscam traduzir, de forma eficiente, as feições observadas *in loco* ou nos testemunhos de sondagem.

Dessa forma, para a classificação geomecânica do maciço rochoso, pelo sistema RMR, fez-se necessário a compatibilização entre as termologias utilizadas pela equipe técnica na caracterização do maciço rochoso da PetroquímicaSuape e as condições propostas por Bieniawski (1989).

Com relação as características de rugosidade, o sistema RMR apresenta cinco possíveis condições (Tabela 2.21). Entretanto, a classificação da rugosidade no maciço rochoso da PTA, foi realizada conforme as especificações apresentadas na Tabela 2.7, onde são estabelecidas três condições.

O mesmo ocorre com os parâmetros de preenchimento e grau de alteração. Desta forma, para a distribuição dos pesos referentes a condição das descontinuidades, foi necessário estabelecer uma correlação entre as termologias utilizadas na caracterização do maciço e os parâmetros estabelecidos pelo sistema RMR.

Diante disso, o padrão utilizado na avaliação da rugosidade na PetroquímicaSuape, conforme o sistema RMR, é apresentado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Correlação entre o padrão de caracterização do maciço utilizado na petroquímica para avaliação da rugosidade e o padrão utilizado para a classificação pelo sistema RMR.

Rugosidade		
Termologia usadas na caracterização do maciço	Classificação pelo sistema RMR	Pesos
S1	Muito rugosa a rugosa	5
S2	Pouco rugosa a lisa	3
S3	Superfície estriada	0
Sem informação	Superfície estriada	0

Fonte: Autora

No que se refere ao preenchimento, a partir da análise das imagens das caixas de testemunho, nos casos em que foi verificado a presença de preenchimento, a espessura é normalmente superior a 5mm. A exceção é a classe D2, pois apresenta contato rocha-rocha com presença de material pétreo duro. A Tabela 6.2 apresenta a correlação utilizada para a distribuição de pesos referente ao parâmetro preenchimento.

Tabela 6.2 – Correlação entre o padrão de caracterização utilizado na petroquímica para avaliação do preenchimento e o padrão utilizado no sistema RMR.

Preenchimento		
Termologia para caracterização do maciço	Classificação pelo sistema RMR	Pesos
D1	Nulo	6
D2	Duro / < 5mm	4
D3	Nulo	6
D4	Nulo	6
D5	Duro / > 5mm	2
D6	Mole / > 5mm	0
D7	Mole / > 5mm	0

Fonte: Autora

Com relação ao grau de alteração, de acordo com as características em comum de cada classe, foi estabelecida a correlação apresentada na Tabela 6.3. De acordo com o critério definido, as classes AV e AVI correspondem a uma mesma classificação no sistema RMR (1989).

Tabela 6.3 – Correlação entre o padrão de caracterização utilizado na petroquímica para avaliação do grau de alteração e o padrão utilizado no sistema RMR.

Grau de alteração		
Termologia de caracterização do maciço	Classificação pelo sistema RMR	Pesos
AI	Inalterada	6
AII	Levemente alterada	5
AIII	Moderadamente alterada	3
AIV	Fortemente alterada	1
AV	Decomposta	0
AVI	Decomposta	0

Fonte: Autora

No caso da persistência e da abertura das descontinuidades, nas tabelas de caracterização, não foram registradas informações precisas sobre esses parâmetros.

Sendo assim, foi estabelecido que a persistência das descontinuidades não receberia pontuação no sistema RMR (1989), ou seja, seria considerada como superior a 20 m.

Para a avaliação da abertura, o critério foi estabelecido através da análise das imagens dos testemunhos de sondagem. Conforme as observações realizadas as aberturas apresentam-se, na maioria dos casos, superiores a 5 mm.

De acordo com a metodologia seguida nesse trabalho, nos casos de classificações intermediárias, ou seja, quando as nomenclaturas adotadas pela equipe técnica da PetroquímicaSuape, apresentar mais de uma classe, o parâmetro será pontuado conforme a classificação mais desfavorável, no sistema RMR (1989). Dessa forma, a título de exemplo, o testemunho que apresente grau de alteração A1 – A2, receberá a nota referente a classe A2.

- e) Condições da água no maciço rochoso: A determinação da condição da água no maciço rochoso deve ser feita através de ensaios, observação direta ou baseada em considerações sobre a hidrogeologia do local.

Na área da petroquímica não foram feitos ensaios para determinação das condições hídricas do maciço.

No presente trabalho, a ação da água subterrânea foi estimada através da relação entre a pressão de água e a tensão principal máxima ao longo do testemunho de sondagem do maciço. Nogueira (2009), também utilizou essa consideração para a determinação da condição hídrica de um maciço rochoso.

Os dados necessários para a análise da atuação da água no maciço rochoso da PetroquímicaSuape, foram obtidos através dos ensaios de laboratório realizados em cada setor. Os valores adotados para a massa específica da cobertura de solo e da água, assim como para a rocha podem ser conferidas na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Massa específica dos materiais que compõem o terreno da petroquímica.

Setor	Massa específica (g/cm ³)		
	Água	Solo	Rocha
A1	1	1,8	2,47
A2	1	1,8	2,48
B	1	1,8	2,51
C1	1	1,8	2,68
C2	1	1,8	2,57
D	1	1,8	2,35
E	1	1,8	2,47
G	1	1,8	2,60

Fonte: Autora

- f) Direção e orientação das descontinuidades em relação as fundações: Tendo em vista que não houve registros consideráveis de investigação em afloramentos ou superfícies expostas do

maciço após as escavações, a análise da direção e do mergulho das descontinuidades em relação às fundações, se resumiu a observação das estruturas presentes nos testemunhos de sondagem.

Devido à rotação dos testemunhos, durante o processo de execução das sondagens, os furos perderam a sua orientação original, dessa forma, a análise das estruturas nas amostras de rocha foram realizadas por meio de sua inclinação em relação ao eixo do testemunho de sondagem.

De acordo com as tabelas de caracterização, apresentadas no capítulo anterior, observa-se que as descontinuidades apresentam um ângulo de inclinação entre 21° a 71°, ou seja, apresentam descontinuidades inclinadas a sub-verticais.

Conforme apresenta a Figura 6.1, as descontinuidades do maciço rochoso podem condicionar o seu desempenho frente as solicitações impostas.

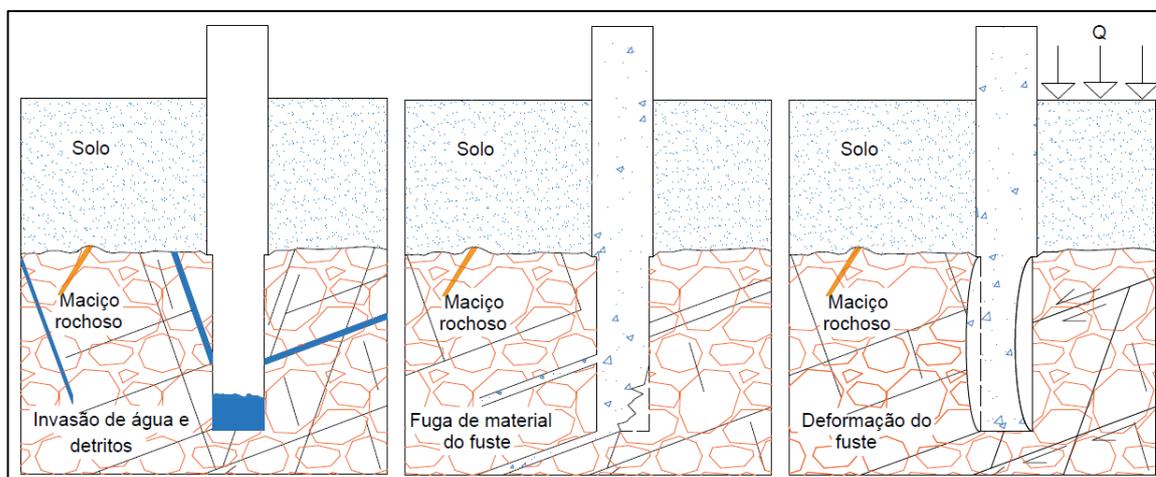
Dessa forma, dependendo das condições hídricas do maciço rochoso, o fluxo da água pode encontrar caminhos preferencias através das descontinuidades do maciço e invadir o interior da escavação da estaca, acarretando problemas de execução e inspeção da fundação.

Nos casos em que as fraturas apresentam aberturas sem preenchimento, pode ocorrer a fuga do material que constitui a estaca durante o processo executivo da mesma.

Além disso, para um determinado nível de carregamento aplicado na superfície do terreno, os blocos de rocha formados pela interseção das fraturas podem se instabilizar, ocasionando uma movimentação relativa do maciço. Dessa forma, caso ocorra um processo de instabilidade, a estaca pode sofrer deformações significativas.

Entretanto, tendo em vista que no projeto de fundações parcialmente embutidas no maciço rochoso da PetroquímicaSuape, o embutimento não atingiu elevadas profundidades, foi adotado que a orientação das descontinuidades existentes, representa uma condição de instabilidade “moderada”, em relação às fundações, de acordo com o sistema RMR (1989).

Figura 6.1 – Possíveis problemas ocasionados pela orientação das descontinuidades do maciço em relação a posição das estacas.



Fonte: Autora

Uma classificação geomecânica consistente, decorre de um processo de caracterização bem elaborado e voltado para as especificações da obra a ser construída.

Dessa forma, todas as considerações apresentadas até aqui, foram estabelecidas tendo em vista o banco de dados disponível e a necessidade de buscar uma sistematização na classificação geomecânica do maciço rochoso da PetroquímicaSuape, pelo sistema RMR, para o caso de fundações em estacas.

6.3 CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO DOS SETORES DA PETROQUÍMICASUAPE

As planilhas com os pesos atribuídos aos parâmetros do sistema RMR, para cada um dos setores da petroquímica, podem ser conferidas no Apêndice 1.

Em cada setor, a partir das manobras de sondagem, o maciço rochoso foi analisado em profundidade e subdividido em trechos com mesmas características e feições. Além disso, foi estabelecido que a distribuição dos pesos em cada setor da PetroquímicaSuape, seria feita até uma profundidade de análise de, no máximo 24 m. A exceção é o setor G, pois o maciço rochoso encontra-se a maiores profundidades.

Dessa forma, o maciço é avaliado em profundidade e a partir da média dos pesos obtidos, é feita a classificação do setor pelo sistema RMR (1989).

A classificação geomecânica do maciço rochoso que compõe os setores (A1, A2, B, C1, C2, D, E e G) da petroquímica, é apresentada na Tabela 6.5.

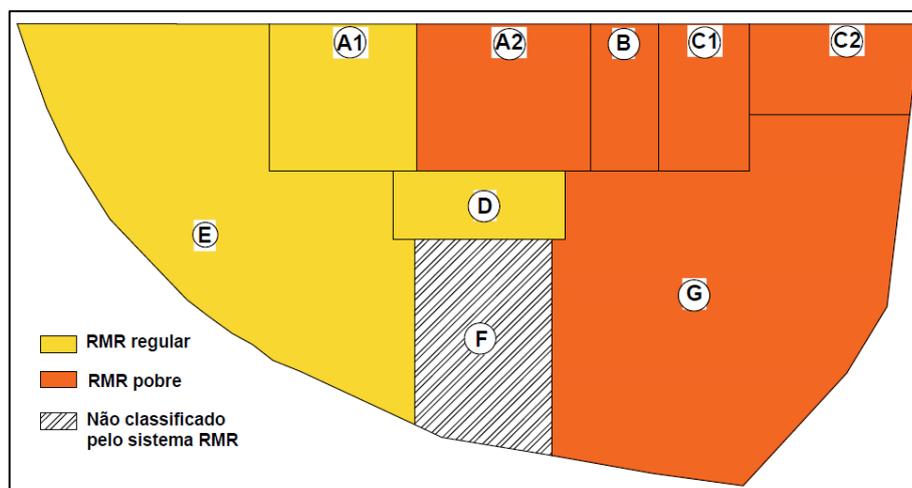
Tabela 6.5 – Classificação dos setores da petroquímica.

SETOR	RMR	Classificação RMR	Descrição
A1	42	III	Regular
A2	32	IV	Pobre
B	22	IV	Pobre
C1	33	IV	Pobre
C2	29	IV	Pobre
D	43	III	Regular
E	56	III	Regular
G	36	IV	Pobre

Fonte: Autora

Essa classificação pode ser melhor visualizada pela Figura 6.2.

Figura 6.2 – Classificação dos setores da petroquímica conforme o sistema RMR.



Fonte: Autora

Da aplicação do sistema de classificação RMR, verifica-se que a qualidade do maciço rochoso da PetroquímicaSuape está situada entre as classes III e IV, com peso variando de $22 \leq \text{RMR} \leq 56$.

Nesse caso, o maciço rochoso apresentou baixas classificações, o que indica a necessidade da adoção de estratégias para melhorar o maciço nos trechos mais críticos ou avaliar a aplicabilidade de cada tipo de fundação, diante das condições do subsolo.

Com a distribuição dos pesos, a porção leste recebeu as piores classificações. De acordo com a campanha de investigação da área, apresentada nos capítulos anteriores, essa região possui as maiores espessuras de solo e de rocha alterada e fraturada.

Adicionalmente, através dos ensaios geofísicos, observaram-se as menores resistividades elétricas, o que se relaciona com a alta porosidade das rochas decorrente do seu considerável estado de alteração.

A partir da classificação pelo sistema RMR (1989), tem-se uma estimativa para os valores de coesão e ângulo de atrito do maciço rochoso. Adicionalmente, o módulo de elasticidade pode ser avaliado por meio das correlações apresentadas pela Eq.2.8 e Eq.2.9. A Tabela 6.6 apresenta os valores estimados de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade para cada setor da PetroquímicaSuape.

Tabela 6.6 – Estimativa de valores de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade.

Setor	Classe	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito	E (GPa)
A1	III	200 – 300	25° – 35°	6,30
A2	IV	100 – 200	15° – 25°	3,55
B	IV	100 – 200	15° - 25°	2,00
C1	IV	100 – 200	15° - 25°	3,75
C2	IV	100 – 200	15° – 25°	3,00
D	III	200 – 300	25° – 35°	6,70
E	III	200 – 300	25° – 35°	12,0
G	IV	100 – 200	15° – 25°	4,50

Fonte: Autora

Conforme pode ser observado, as estimativas obtidas para a coesão e ângulo de atrito são compostas por amplos intervalos de valores. Da mesma forma, o módulo de elasticidade, apresenta valores de 2 a 12 GPa.

Devido a subjetividade inerente aos métodos de classificação, esses resultados devem ser utilizados com cautela, podendo servir como base, para uma estimativa inicial dos parâmetros de projeto, em caso de ausência de ensaios específicos.

7 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DAS ESTACAS RAIZ PARCIALMENTE EMBUTIDAS NO MACIÇO ROCHOSO E DAS PROVAS DE CARGA

Neste capítulo é feita a análise da capacidade de carga de estacas raiz, parcialmente embutidas em maciço rochoso, a partir da aplicação de métodos empíricos e semi-empíricos de estimativa. Além disso, é avaliada a consideração da resistência lateral do trecho em solo no cálculo da capacidade de carga das estacas.

Esses resultados são então, comparados com os valores de carga de ruptura, estimados a partir das curvas de carga-recalque proveniente de ensaios de prova de carga estática.

Para isso, o presente capítulo, divide-se em seis partes, representadas por: introdução; características de projeto; controle executivo; estimativa da capacidade de carga das estacas por métodos empíricos e semi-empíricos; apresentação e interpretação das provas de carga estática e análise dos resultados encontrados.

7.1 INTRODUÇÃO

Conforme discutido no capítulo 2, uma estaca pode ser projetada para suportar toda a carga aplicada através da resistência lateral, da resistência de ponta ou da combinação de ambos.

Entretanto, no caso de estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, não existe um consenso sobre a consideração da parcela da resistência lateral do trecho em solo.

Da mesma forma, muitas vezes os engenheiros relutam em considerar a resistência de ponta em seus projetos, devido às incertezas quanto a limpeza do furo e a integridade do maciço rochoso na ponta da estaca.

Na tentativa de determinar a capacidade de carga das estacas com trecho embutido em maciço rochoso, uma série de métodos foram desenvolvidos a partir de parâmetros do maciço e da análise de provas de carga.

Levando em consideração a variabilidade natural dos maciços rochosos e a influência das características de projeto das estacas, esses métodos devem ser aplicados com cautela, pois foram definidos como base na experiência local e para determinados tipos rochosos.

Dessa forma, é de fundamental importância um reconhecimento geológico-geotécnico adequado do maciço rochoso para auxiliar na tomada de decisões na fase de projeto.

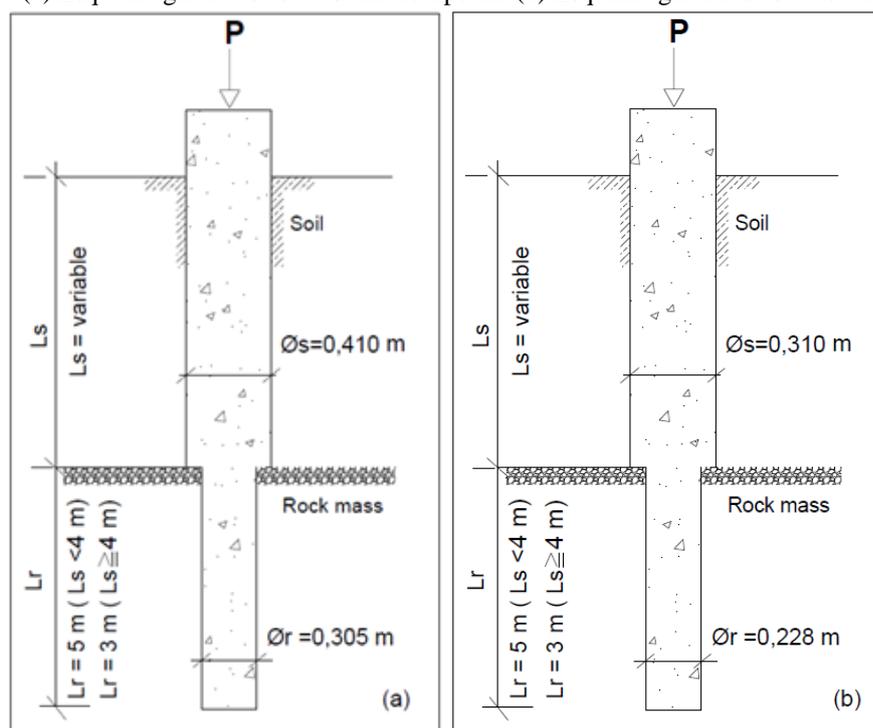
7.2 CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS DAS ESTACAS

As estacas raiz executadas na PetroquímicaSuape, foram concretadas com armação em aço CA-50 com diâmetro de 200 mm e 25 mm nas barras longitudinais, e CA-25 para os estribos transversais, com diâmetro de 8 mm. A resistência do concreto foi especificada com, no mínimo, $F_{ck} = 20$ MPa.

Na fase de projeto, a partir das características do subsolo e do nível de carregamento imposto pela estrutura, foram propostos dois tipos de estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso, R1 e R2, Figura 7.1.

O comprimento embutido no maciço rochoso para os dois tipos de estacas, foi definido de 3 a 5 metros, sendo que, em algumas situações após uma análise mais apurada do terreno ou devido a algumas dificuldades executivas, o comprimento embutido foi reduzido.

Figura 7.1 - (a) Esquema geral das estacas raiz do tipo R1 (b) Esquema geral das estacas raiz do tipo R2.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008).

Para a análise da capacidade de carga são utilizados os dados relativos a três estacas raiz executadas no maciço rochoso da PetroquímicaSuape. Na Tabela 7.1 são apresentadas as designações adotadas para a identificação das estacas analisadas, suas características geométricas e a carga de trabalho para a qual foram projetadas.

Tabela 7.1 – Características de projeto das estacas.

Estacas	ϕ_s (mm)	ϕ_r (mm)	L_s (m)	L_r (m)	Carga de trabalho (kN)
E25	410	305	6,70	3,30	1000
E100	410	305	6,70	1,30	1000
E110	310	228	6,70	3,30	750

Fonte: Coutinho (2009)

Onde:

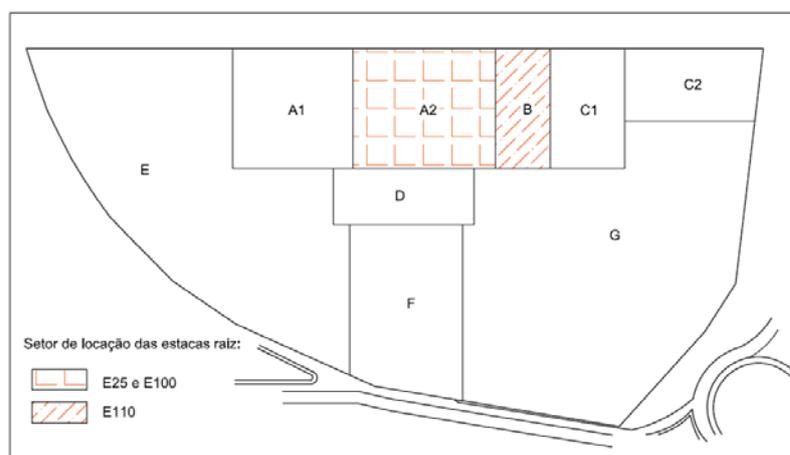
 ϕ_s : diâmetro do trecho de fuste em solo; ϕ_r : diâmetro do trecho de fuste em rocha; L_s : comprimento do fuste em solo; L_r : comprimento do fuste em rocha.

Conforme é apresentado na Tabela 7.1 no trecho em maciço rochoso ocorre uma redução do diâmetro da estaca. Essa variação é decorrente do processo executivo pois, no trecho em solo a perfuração é feita com o auxílio de camisa metálica para que não ocorra a invasão de detritos no furo, atingido o topo rochoso o equipamento para perfuração em rocha deve ser introduzido nesse furo, assim o diâmetro em maciço rochoso será conseqüentemente menor.

As estacas E25 e E100 foram executadas no setor A2, já a estaca E110 foi executada no setor B, conforme apresenta a Figura 7.2. Esses setores foram caracterizados e classificados pelo sistema RMR, conforme apresentam os capítulos 5 e 6, respectivamente.

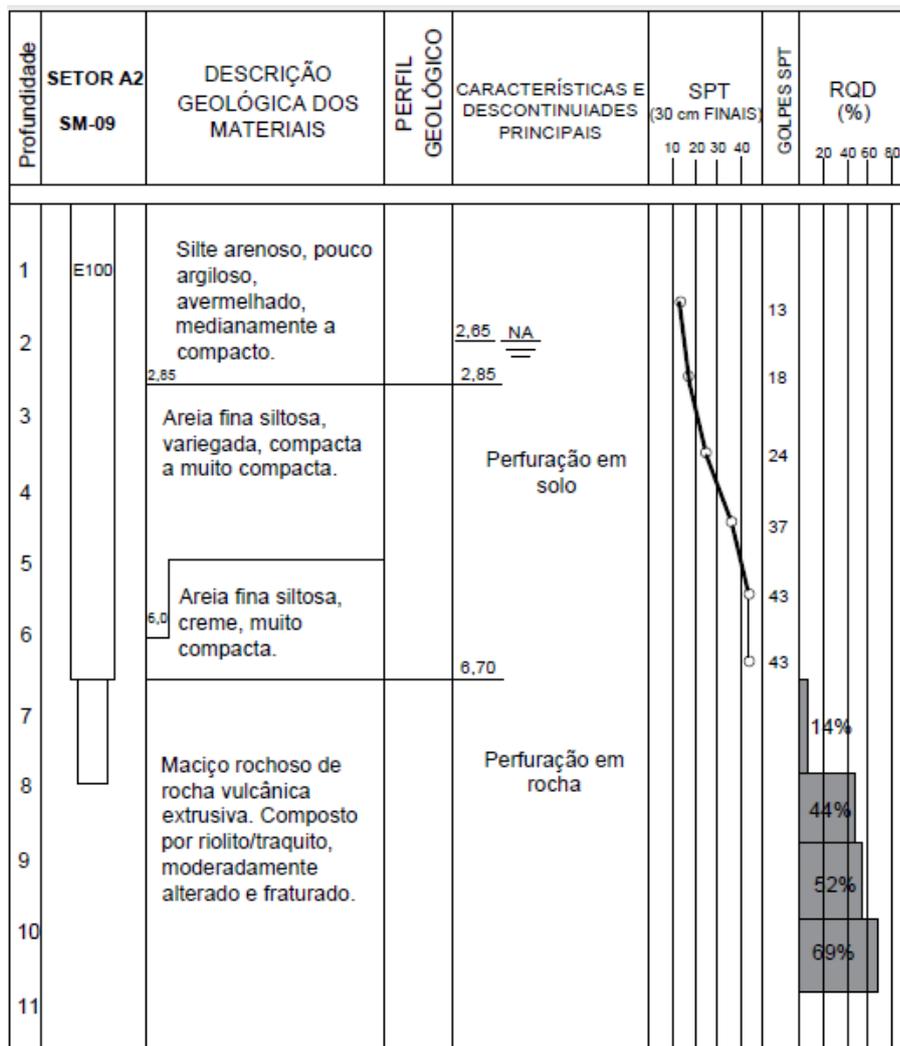
A locação exata das estacas nos setores A2 e B não pôde ser determinada, entretanto, os perfis geotécnicos no qual as estacas foram executadas são conhecidos.

Figura 7.2 – Setores em que as estacas foram locadas.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

Figuras 7.4 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E100 no setor A2.



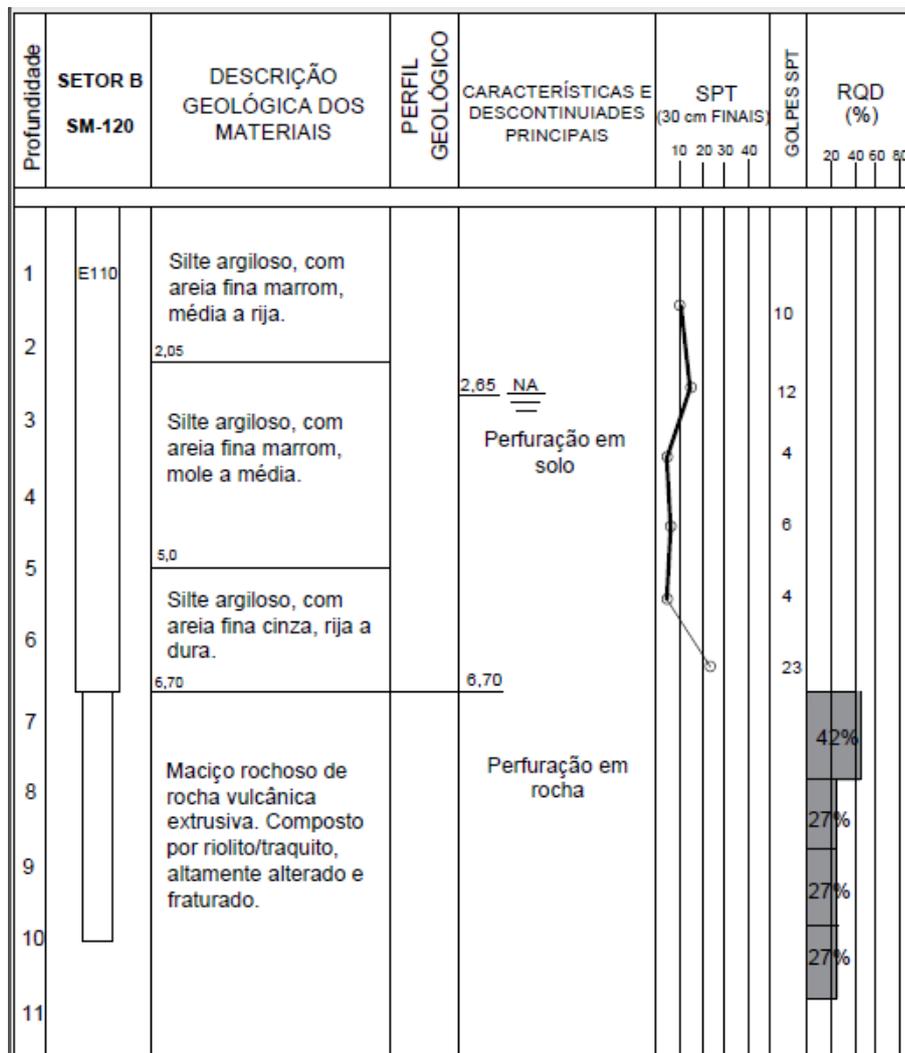
Fonte: Adaptado de Coutinho (2009)

Com relação ao subsolo do setor B, no qual a estaca E110 foi executada, tem-se uma camada de silte argiloso com areia fina, apresentando uma condição média à rija. Nos próximos 3 m, a camada tem uma consistência mole à média, seguida de uma camada de 2 m de material rijo a duro.

Na sequência, tem-se o maciço rochoso de riolito/traquito que apresenta maior grau de alteração em relação ao maciço do setor A2, e com resistência à compressão, conforme foi definido no capítulo 6, de 54 MPa.

O perfil geotécnico que melhor representa a região em que a estaca E110 foi executada é apresentado na Figura 7.5.

Figuras 7.5 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E110 no setor B.



Fonte: Adaptado de Coutinho (2009)

7.3 CONTROLE EXECUTIVO

Conforme Milititsky et. al (2015), as falhas de execução constituem o segundo maior responsável pelos problemas de comportamento das fundações.

Um controle executivo eficiente garante um melhor desempenho do elemento estrutural frente as solicitações, uma vez que, qualquer falha nesse processo afeta o mecanismo de transferência de carga ao substrato.

As principais medidas de controle aplicadas à estaca raiz incluem a fiscalização do diâmetro da perfuração, o diâmetro, espessura e a profundidade do tubo de aço a ser recuperado, adequada

limpeza do furo, posicionamento armadura longitudinal e estribos, profundidade da perfuração, as pressões de injeção em cada cota, o volume da argamassa injetada em cada estágio e total após a conclusão da estaca, bem como, as características da argamassa e a maneira de preparo. Todas estas informações deverão ser supervisionadas por um técnico especializado e registradas em boletim específico.

No controle de execução das estacas raiz da PetroquímicaSuape, foram consideradas as recomendações da ABEF (2012). Dentre os serviços executados, verificou-se os seguintes cuidados de acordo com Coutinho (2008):

a) Perfuração:

Após a certificação da correta locação do furo, o equipamento de perfuração é instalado no terreno, de forma a obedecer ao diâmetro e a profundidade de projeto. A profundidade de colocação do barrilete assim como do martelo, foram comparadas com o comprimento previsto de perfuração em solo e em rocha.

Para a perfuração em rocha, foi utilizado martelo de fundo pneumático. Nesse momento, foram observados os materiais que estavam sendo expelidos e o tempo de avanço da perfuração. O tempo pode ser um indicativo de que o equipamento não apresenta uma boa capacidade.

Nos casos em que foram constatadas diferenças entre as somas dos segmentos de revestimento introduzidos no solo e a profundidade medida, essa informação foi registrada no boletim executivo da estaca correspondente e repassada a equipe técnica para a tomada de decisão sobre esse caso.

b) Montagem e colocação da armadura:

Antes da colocação da armadura, foi executada a limpeza interna do tubo de revestimento, utilizando para isto a composição de lavagem, que foi introduzida até a cota inferior da estaca. A limpeza era considerada concluída quando a água de retorno não apresentar mais traço de material transportado.

A armadura da estaca raiz foi verificada quando as suas dimensões, quantidade e o tipo dos fios e das barras definidas em projeto. O transpasse ou as emendas deviam estar em conformidade com a NBR 6118. Além disso, os espaçadores utilizados deveriam garantir o mínimo de 20mm, entre a face interna do revestimento e o próprio estribo.

c) Injeção:

A composição de injeção precisava atingir o fundo da escavação, bombeando continuamente até que a argamassa vazasse no furo sem indícios de outros materiais.

d) Retirada do revestimento:

Após a retirada do revestimento era verificado o abatimento do nível de argamassa no interior do tubo, para que fosse complementado com a injeção de mais argamassa, garantindo o preenchimento da estaca até a superfície. Adicionalmente, foi verificado se houve o deslocamento da armadura.

e) Preparação da cabeça da estaca:

Uma vez que a injeção da estaca raiz obriga seu preenchimento até a superfície do terreno, existe um excesso de argamassa que deve ser demolido, no mínimo um dia, após a execução da estaca, sendo que a operação de demolição deve ser executada de modo a não causar danos à mesma, Figura 7.6.

Figura 7.6 – Arrasamento das estacas raiz.



Fonte: Coutinho (2009)

O topo da estaca, conforme especificações, deveria ser embutido, após o arrasamento, no mínimo 5 cm, dentro do bloco, e acima do nível do lastro de concreto, cuidando-se para que a armadura, parte fundamental da resistência, ficasse ancorada adequadamente ao bloco de coroamento.

f) Materiais:

A resistência característica, F_{ck} , da argamassa deveria ser de no mínimo 20 MPa, devendo atender as exigências de projeto. Em função da classe de agressividade do meio ambiente, a relação água/cimento foi especificada de 0,5 a 0,6, com um consumo mínimo de 625 kg/m³.

Além disso, para os testes de qualidade, a argamassa utilizada na moldagem dos corpos de prova deveria ser coletada a partir da mangueira de injeção de argamassa, na boca da estaca em execução.

De acordo com recomendações técnicas, não é aconselhada a retirada de argamassa de misturadores, nem argamassas de início de injeção da mangueira, nem argamassas retiradas do transbordamento de injeção de uma estaca, sob pena de se obter resultados de resistência não representativos da argamassa utilizada. Os ensaios foram feitos a partir da retirada de dois corpos de prova obtidos a cada 20 estacas, sendo ensaiados à compressão simples a 28 dias.

7.4 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS ATRAVÉS DE MÉTODOS EMPÍRICOS E SEMI-EMPÍRICOS

A estimativa da capacidade de carga das estacas é feita a partir dos métodos empíricos e semi-empíricos, conforme apresenta a Tabela 7.2.

Tabela 7.2 - Métodos de estimativa da capacidade carga para as estacas analisadas.

Trecho da estaca	Métodos de estimativa da capacidade de carga das estacas
Embutido em solo	Aoki-Velloso (1975)
	Décourt-Quaresma (1978;1996)
	Cabral (1986)
Embutido em maciço rochoso	Rosenberg e Journeaux (1976)
	Horvath (1978)
	Meigh & Wolski (1979)
	Poulos e Davis (1980)
	Rowe e Armitage (1987)
	Zhang e Einsten (1997;1998)
	Cabral e Antunes (2000)
Espana (2011)	

Fonte: Autora

Os métodos aplicados no trecho em solo foram escolhidos devido a sua aplicabilidade em estacas raiz e por fazerem uso dos dados dos ensaios de SPT.

Com relação a seleção dos métodos de estimativa da capacidade de carga, desenvolvidos para embutimento em maciço rochoso, foram escolhidos os métodos mais conhecidos no meio técnico e que utilizassem diferentes metodologias.

7.4.1 Estimativa da resistência lateral do trecho em solo ($Q_{l,s}$)

De acordo com os perfis apresentados na Figura 7.3, Figura 7.4 e Figura 7.5, foram determinados os valores da resistência lateral proveniente da contribuição do trecho em solo, para cada estaca.

As considerações adotadas nesse trabalho para a aplicação de cada metodologia, são apresentadas a seguir:

a) Método de Aoki & Velloso (1975):

Para a determinação do valor da capacidade de carga pelo método de Aoki & Velloso (1975), foi utilizada a metodologia presente no capítulo 2 e a equação Eq.15.

$$Q_{l,s} = \frac{U}{F_2} \sum_1^n \alpha k N_L \Delta_L \quad \text{Eq 2.15}$$

Os coeficientes adotados na aplicação do método, são apresentados na Tabela 7.3 e foram selecionados a partir do tipo de estaca e do material constituinte do subsolo, em que cada estaca foi executada.

Tabela 7.3 – Coeficientes utilizados na aplicação do método de Aoki-Velloso (1975).

Método	Coefficiente	Valor	Consideração adotada
Aoki-Velloso (1975)	F ₁	2	estaca raiz
	F ₂	4	estaca raiz, F ₂ = 2F ₁
	K	0,25 MPa	silte argiloso com areia
	K	0,55 MPa	silte arenoso
	K	0,80 MPa	areia siltosa
	α	2,0%	areia siltosa
	α	2,2%	silte arenoso
	α	3,0%	silte argiloso com areia

Fonte: Autora

Com isso, a contribuição do trecho em solo, obtida a partir do método de Aoki-Velloso (1975), pôde ser determinada e os resultados podem ser conferidos na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Resistência lateral do fuste da estaca em solo obtida pelo método de Aoki-Velloso (1975).

Método	Estaca E25	Estaca E100	Estaca E110
	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)
Aoki & Velloso (1975)	818,25	818,25	100,52

Fonte: Autora

b) Método de Décourt-Quaresma (1978; 1996):

Segundo o método, conforme apresentado no capítulo 2, a resistência lateral da estaca em solo é dada pela seguinte equação:

$$Q_{l,s} = (U \cdot L \cdot \tau_{l,s}) \cdot \beta \quad \text{Eq.2.18}$$

Nesse caso, o único coeficiente a ser utilizado, β , apresenta o mesmo valor para ambas as estacas, e corresponde a 1,5.

Com isso é obtida a parcela da resistência lateral referente ao trecho em solo, das estacas E25, E10 e E110, conforme apresenta a Tabela 7.5.

Tabela 7.5 – Resistência lateral do fuste da estaca em solo obtida pelo método de Décourt-Quaresma (1978; 1996).

Método	Estaca E25	Estaca E100	Estaca E110
	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)
Décourt-Quaresma (1978;1996)	1100,73	1100,73	282,97

Fonte: Autora

c) Método de Cabral (1986):

O método determina a partir da Eq.2.22, a resistência lateral de uma estaca do tipo raiz em solo.

$$Q_{l,s} = U(\sum \beta_0 \beta_1 \bar{N}_{SPT} \Delta L) \quad \text{Eq. 2.22}$$

Os valores do coeficiente β_1 , adotados na aplicação do método, são apresentados na Tabela 7.6 e foram selecionados em função do material constituinte das camadas do subsolo em que cada estaca foi executada. Com relação ao coeficiente β_0 , foi adotada uma pressão de injeção da argamassa de 2 kgf/cm².

Tabela 7.6 – Coeficiente β_1 utilizados na aplicação do método de Cabral (1986).

Método	Coeficiente	Valor	Material
Cabral (1986)	β_1	3,5%	silte argiloso
	β_1	6%	silte arenoso
	β_1	8%	areia siltosa

Fonte: Autora

A partir dessas considerações são obtidos os resultados apresentados na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Resistência lateral do fuste da estaca em solo obtida pelo método de Cabral (1986)

Método	Estaca E25	Estaca E100	Estaca E110
	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)
Cabral (1986)	1170,71	1170,71	170,74

Fonte: Autora

As estimativas da resistência lateral referentes a contribuição do trecho em solo para cada estaca, a partir da aplicação dos métodos semi-empíricos podem ser agrupadas na Tabela 7.8.

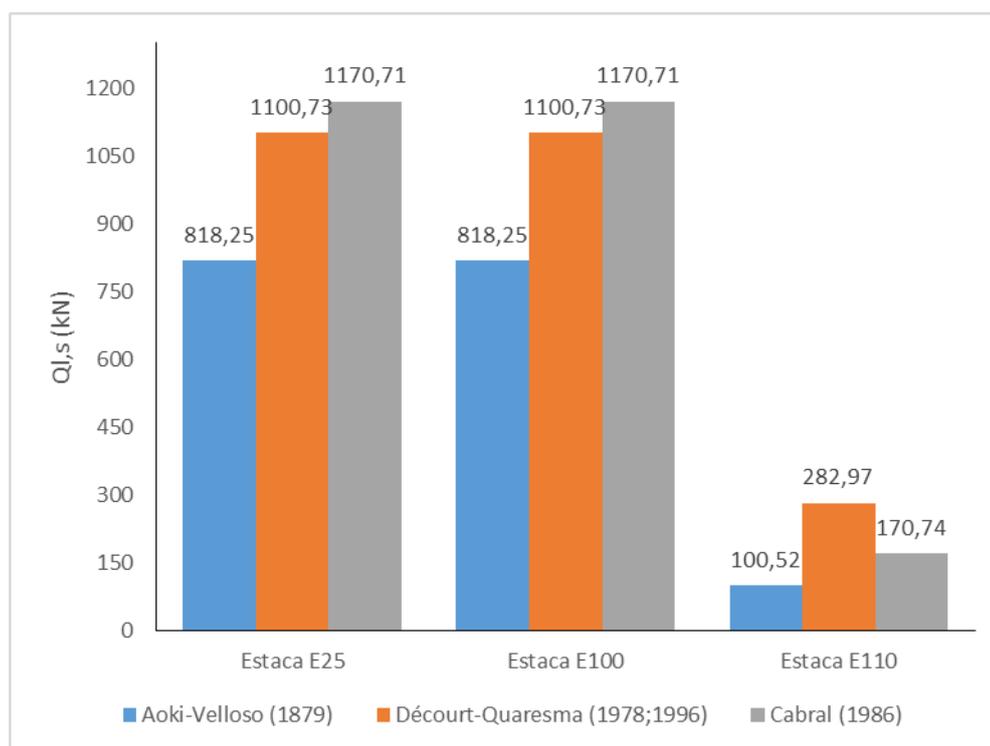
Tabela 7.8 - Resistência lateral do trecho do fuste em solo das estacas analisadas.

Método	Estaca E25	Estaca E100	Estaca E110
	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)	$Q_{l,s}$ (kN)
Aoki-Velloso (1975)	818,25	818,25	100,52
Décourt-Quaresma (1978;1996)	1100,73	1100,73	282,97
Cabral (1986)	1170,71	1170,71	170,74

Fonte: Autora

Para uma melhor análise sobre a variação dos valores encontrados para cada estaca, tem-se a Figura 7.7.

Figura 7.7 – Comparação entre os valores obtidos para $Q_{l,s}$, a partir dos métodos semi-empíricos.



Fonte: Autora

A análise do trecho em solo das estacas, a partir da aplicação das metodologias semi-empíricas, mostrou que o método de Aoki-Velloso (1975) forneceu os menores valores para a resistência lateral das estacas. Por outro lado, o método de Cabral (1986) forneceu as maiores estimativas, exceto na estaca E110.

7.4.2 Estimativa da capacidade de carga do trecho embutido em maciço rochoso

Com relação ao comprimento embutido em maciço rochoso, a capacidade de carga foi determinada através de métodos que levam em consideração alguns parâmetros do maciço como, a resistência à compressão da matriz rochosa, RQD, grau de alteração, fraturas e etc.

Dessa forma, a partir dos resultados obtidos na campanha de investigação realizada nos setores A2 e B, conforme apresentado no capítulo 5, é possível apresentar uma síntese das características do maciço rochoso no qual as estacas E25, E100 e E110 foram executadas, Figura 7.8.

Figura 7.8 – Síntese das características do maciço rochoso dos setores A2 e B.

SETOR A2 - (estacas E25 e E100)			SETOR B - (estaca E110)		
Profundidade	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO	RQD (%)	Profundidade	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO MACIÇO ROCHOSO	RQD (%)
		20 40 60 80			20 40 60 80
7	Maciço rochoso de rocha vulcânica extrusiva. Composto por riolito/traquito, moderadamente alterado e fraturado. $\sigma_u = 101$ MPa $\gamma_{sat} = 24,75$ kN/m ³ $\gamma_{nat} = 24,30$ kN/m ³ $\alpha = 2\%$ $n = 4,8\%$	14%	7	Maciço rochoso de rocha vulcânica extrusiva. Composto por riolito/traquito, altamente alterado e fraturado. $\sigma_u = 54$ MPa	42%
8		44%	8		27%
9		52%	9		27%
10		69%	10		27%
11			11		

Fonte: Adaptado de Coutinho (2008)

No caso dos métodos empíricos que utilizam a Eq. 2.24, para a determinação da resistência lateral unitária ($\tau_{l,r}$), a Tabela 7.9 apresenta os coeficientes μ e S , aplicados nas estacas E25, E100 e E110.

$$\tau_{l,r} = \mu \sigma_u^S \quad \text{Eq.2.24}$$

Tabela 7.9 – Coeficientes para determinação da resistência lateral unitária, a partir dos métodos empíricos.

Métodos	Coeficientes	
	μ	S
Rosenberg e Journeaux (1976)	0,37	0,51
Horvath (1978)	0,20	0,50
Meigh & Wolski (1979)	0,22	0,60
Poulos e Davis (1980)	0,05	1
Rowe e Armitage (1984)	0,45	0,50
Zhang & Einsten (1998)	0,40	0,50

Fonte: Autora

A partir da determinação de $\tau_{l,r}$, é obtida a resistência lateral do embutimento em maciço rochoso ($Q_{l,r}$).

Para os métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Hovarth (1978) e Meigh & Wolski (1979), a capacidade de carga da estaca será composta apenas pela contribuição lateral do embutimento em maciço rochoso.

O método de Cabral e Antunes (2000), considera que a $\tau_{l,r}$ equivale a 3,5% da resistência de ponta unitária da estaca ($q_{p,r}$).

Com relação aos métodos empíricos que fazem referência acerca da resistência de ponta das estacas, e que utilizam a Eq. 2.25, foram utilizados os coeficientes η e ρ presentes na Tabela 7.10.

$$Q_{p,r} = n\sigma_u^\rho \quad \text{Eq.2.25}$$

Tabela 7.10 – Coeficientes utilizados nos métodos empíricos para a determinação da resistência unitária de ponta.

Métodos	Coeficientes	
	η	ρ
Poulos e Davis (1980)	0,20	1
Rowe e Armitage (1987)	1	1
Zhang & Einstein (1998)	3	0,50
Cabral e Antunes (2000)	0,30*	1

Nota: *Para a estaca E110 o valor de η foi adotado como 0,1, devido a condição do maciço rochoso.

Fonte: Autora

Para a utilização dos métodos empíricos apresentados, foram feitas algumas considerações acerca da resistência à compressão uniaxial da rocha, a partir das limitações impostas por cada método e a faixa de valores para o qual foram idealizados.

Nos métodos de Horvath (1978), Meigh & Wolski (1979) e Zhang & Einstein (1998), a resistência lateral é condicionada pelo menor valor entre σ_u/P_{atm} e F_{ck}/P_{atm} . Dessa forma, como nas estacas E25, E100 e E110 tem-se que $\sigma_u > f_{ck}$, foi estabelecido que as correlações propostas por cada autor utilizariam a resistência do concreto, e não os valores de σ_u da matriz rochosa.

Já a correlação proposta por Rowe e Armitage (1987), foi estabelecida para *soft rock* com $\sigma_u \leq 30$ MPa, conforme apresentado no capítulo 2. Dessa forma, será feita uma análise sobre a aplicabilidade do método a partir das características encontradas para o maciço rochoso da PetroquímicaSuape. Para isso o valor da resistência à compressão da matriz rochosa para as estacas E25, E100 e E110 será adotada como $\sigma_u = 30$ MPa.

A mesma análise será feita a partir do método de Rosenberg e Journeaux (1976), sendo que, a resistência à compressão uniaxial será limitada conforme a faixa de aplicação do método. Assim

para $5 \leq \sigma_u/P_{atm} \leq 340\text{MPa}$ e $P_{atm} = 0,1\text{ MPa}$, a resistência à compressão das estacas E25, E100 e E110 será adotada como $\sigma_u = 34\text{ MPa}$.

Com relação aos métodos de Cabral e Antunes (2000) e Poulos e Davis (1980), foram mantidos os valores de resistência à compressão uniaxial definidos em cada setor.

Os valores de σ_u e de F_{ck} , utilizados na aplicação de cada método são apresentados na Tabela 7.11

Tabela 7.11 – Valores utilizados para a compressão uniaxial da rocha de acordo com cada método.

Métodos	σ_u / F_{ck} (MPa)		
	E25	E100	E110
Rosenberg e Journeaux (1976)	34	34	34
Horvath (1978)	20	20	20
Meigh & Wolski (1979)	20	20	20
Poulos e Davis (1980)	101,3	101,3	54
Rowe e Armitage (1987)	30	30	30
Zhang & Einstein (1998)	20	20	20
Cabral e Antunes (2000)	101,3	101,3	54

Fonte: Autora

Conforme apresentado no capítulo 2, método de Espanha (2011) utiliza coeficientes relativos ao tipo de rocha, grau de alteração e espaçamento das descontinuidades para a determinação da pressão admissível ($P_{v,adm}$). Os coeficientes adotados, que melhor representam as condições do maciço rochoso encontram-se na Tabela 7.12.

Tabela 7.12 – Coeficientes utilizados no método de Espanha (2011) para determinação da pressão admissível.

Coeficientes	E25	E100	E110
P_o (MPa)	1,00	1,00	1,00
α_1	0,80	0,80	0,80
α_2	0,50	0,50	0,50
α_3	0,64	0,64	0,59

Fonte: Autora

Conforme apresentado, o método Espanha (2011) considera que $\tau_{l,r}$ equivale a 10% de $q_{p,r}$.

A partir das considerações adotadas e do emprego de metodologias empíricas e semi-empíricas, obtém-se a capacidade de carga do trecho embutido em maciço rochoso, das estacas E25, E10 e E110, conforme mostra a Tabela 7.13.

Tabela 7.13 – Capacidade de carga das estacas.

Método	Estaca E25			Estaca E100			Estaca E110		
	Q _{l,r} (kN)	Q _{p,r} (kN)	Q _{ult} (kN)	Q _{l,r} (kN)	Q _{p,r} (kN)	Q _{ult} (kN)	Q _{l,r} (kN)	Q _{p,r} (kN)	Q _{ult} (kN)
Rosenberg e Journeaux (1976)	7063,17	—	7063,17	2782,46	—	2782,46	5280,01	—	5280,01
Horvath (1978)	2826,76	—	2826,76	1113,57	—	1113,57	2113,12	—	2113,12
Meigh & Wolski (1979)	4195,50	—	4195,50	1652,77	—	1652,77	3136,31	—	3136,31
Poulos e Davis (1980)	4203,35	1479,48	5682,82	1655,86	1479,48	3135,34	3142,17	350,94	3493,12
Rowe e Armitage (1987)	7789,63	2190,74	9980,36	3068,64	2190,74	5259,38	5823,06	1224,22	7047,29
Zhang e Einstein (1998)	5653,51	979,73	6633,24	2227,14	979,73	3206,87	4226,23	547,49	4773,72
Cabral e Antunes (2000)	884,91	584,20	1469,11	348,60	584,20	932,80	446,52	220,36	666,88
España (2011)	1636,35	756,19	2392,54	644,62	756,19	1400,81	815,78	281,82	1097,60

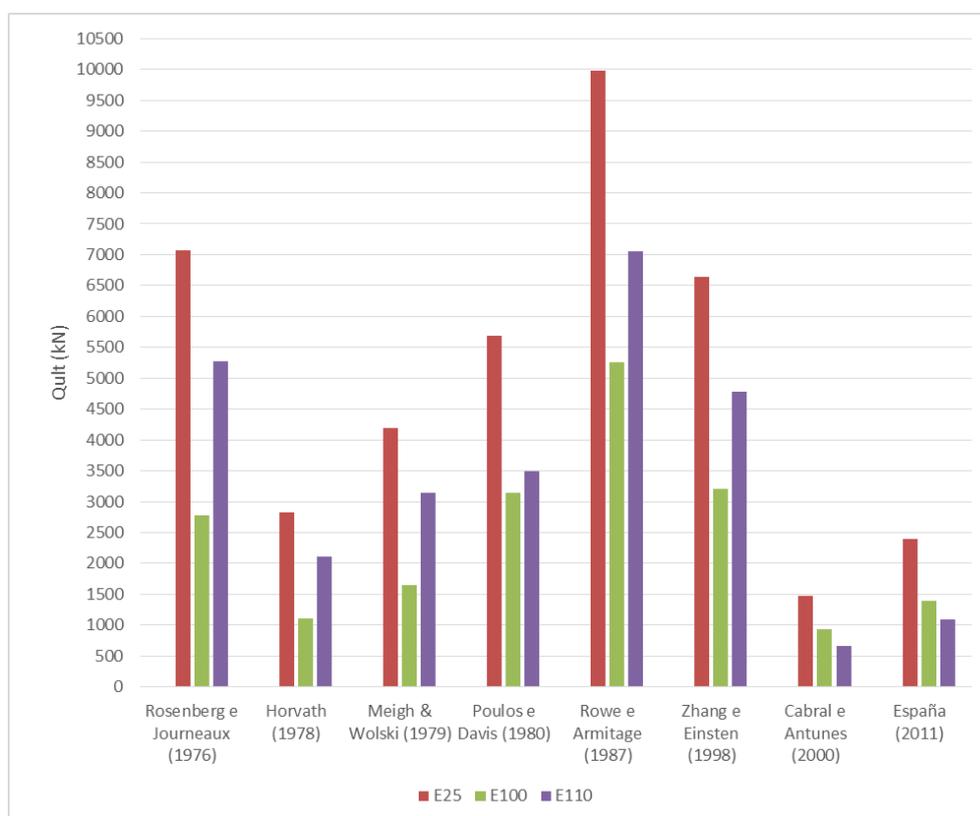
Fonte: Autora

Com a análise da tabela, verifica-se a considerável variação entre as estimativas de capacidade de carga obtidas através da aplicação de cada método.

Os métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Rowe e Armitage (1987) e Zhang e Einstein (1998) apresentaram estimativas muito elevadas em relação aos outros métodos, para todas as estacas.

A Figura 7.9 permite uma melhor visualização sobre a divergência dos resultados encontrados.

Figura 7.9 – Comparação entre os valores da capacidade de carga das estacas pelos métodos empíricos e semi-empíricos.



Fonte: Autora

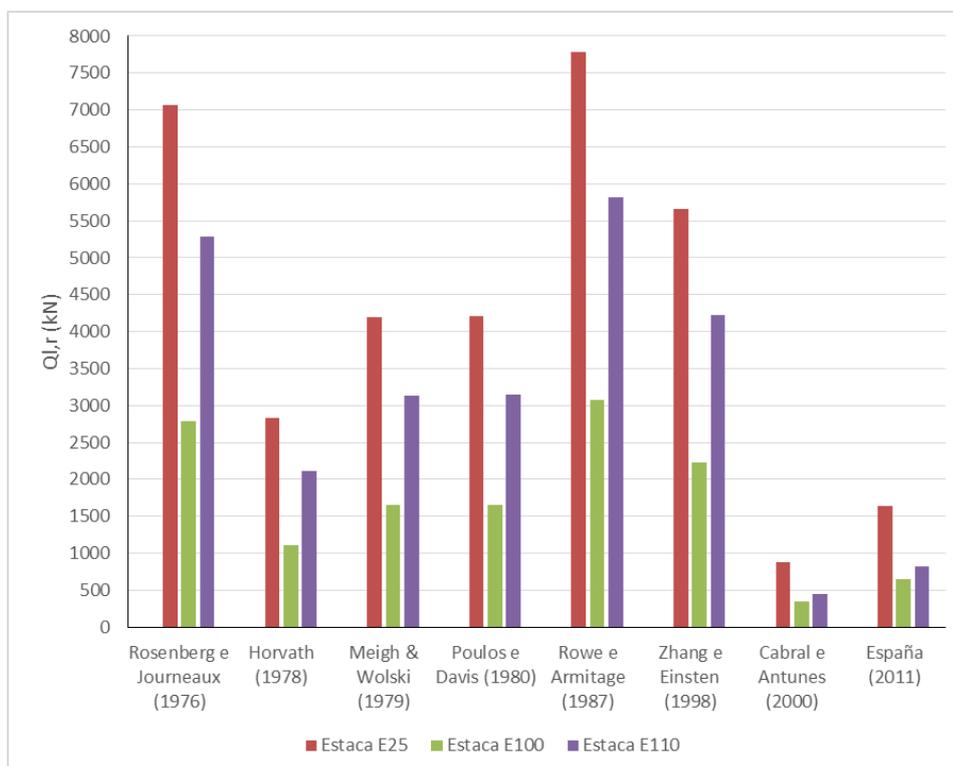
Complementando a análise sobre a capacidade de carga de estacas embutidas em maciço rochoso, é feita a comparação entre os valores encontrados para a resistência lateral do embutimento, através da Figura 7.10.

Juvêncio (2015) comparou a resistência lateral média do embutimento, mobilizada em 30 ensaios de campo, com a estimativa proposta por alguns desses métodos. Como resultado, encontrou que a maioria dos métodos utilizados em seu trabalho apresentaram valores superestimados para a resistência lateral unitária ($\tau_{l,r}$), em relação aos valores medidos.

Analisando os dados conjuntamente, verifica-se que a estaca E25 apresenta as maiores estimativas para a resistência lateral do embutimento, esse fato é decorrente da sua área lateral e pelas razoáveis condições do maciço rochoso. No caso da estaca E100, apesar de estar inserida no mesmo maciço rochoso que a estaca E25, apresenta uma área lateral 60% menor.

Com relação a estaca E110, sua área lateral é apenas 26% menor que a estaca E25, porém, está inserida em um maciço com condições menos favoráveis. Dessa forma, como os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) levam em consideração não apenas a resistência à compressão da rocha, mas também outros parâmetros do maciço rochoso, as estimativas para a capacidade de carga da estaca E110 foram muito inferiores em relação aos demais métodos aplicados.

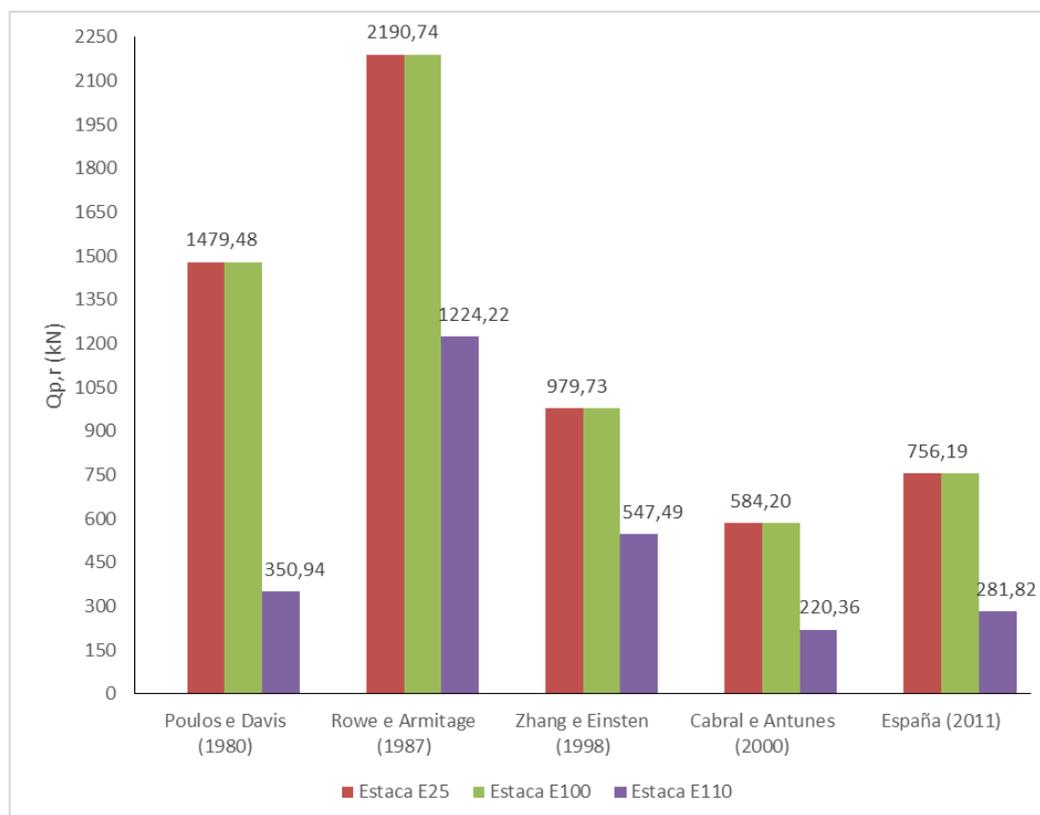
Figura 7.10 – Valores da resistência lateral obtidos pelos métodos empíricos e semi-empíricos.



Fonte: Autora

Assim como foi feito para a capacidade de carga lateral do embutimento em rocha, uma comparação entre as estimativas encontradas para a contribuição da ponta das estacas, para os diferentes métodos, é apresentada na Figura 7.11.

Figura 7.11 – Valores da resistência de ponta obtida pelos métodos empíricos e semi-empíricos.



Fonte: Autora

O método de Cabral e Antunes (2000) forneceu as estimativas mais conservadoras, sendo que, o método de Rowe e Armitage (1987) mais uma vez apresentou valores muito superiores aos demais métodos.

De acordo com Williams, et al. (1980) e Carter e Kulhawy (1988) apud Juvêncio (2015), a relação entre a carga de ponta e a carga aplicada no topo da estaca, admitem que essa relação seja de 10% a 20%.

Entretanto, a resistência de ponta das estacas obtida pela aplicação do método de Cabral e Antunes (2000), representa uma parcela de 33% a 62% da capacidade de carga.

7.5 APRESENTAÇÃO E ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA POR MEIO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Conforme foi destacado esse trabalho, são analisados os resultados de três provas de carga estáticas, do tipo lenta, realizadas em estacas raiz parcialmente embutida no maciço rochoso da PetroquímicaSuape, E25, E100 e E110.

7.5.1 Execução das provas de carga

As provas de carga estáticas à compressão, foram executadas seguindo as especificações da NBR 12131 para o caso de carregamento do tipo lento, com a carga de ensaio atingindo duas vezes a carga de trabalho das estacas.

Conforme Coutinho (2009), para a aplicação das cargas verticais foi utilizado um macaco hidráulico com capacidade máxima de 320 toneladas, reagindo através de um sistema composto por estacas ancoradas no terreno e por uma viga metálica, conforme apresenta o esquema mostrado na Figura 2.20.

Os recalques foram medidos por extensômetros com sensibilidade de 0,01mm, devidamente calibrados, instalados diametralmente opostos sobre a cabeça da estaca. A Figura 7.12 apresenta a estrutura de uma prova de carga executada no terreno da petroquímica.

Figura 7.12 – Estrutura montada para a execução da prova de carga.

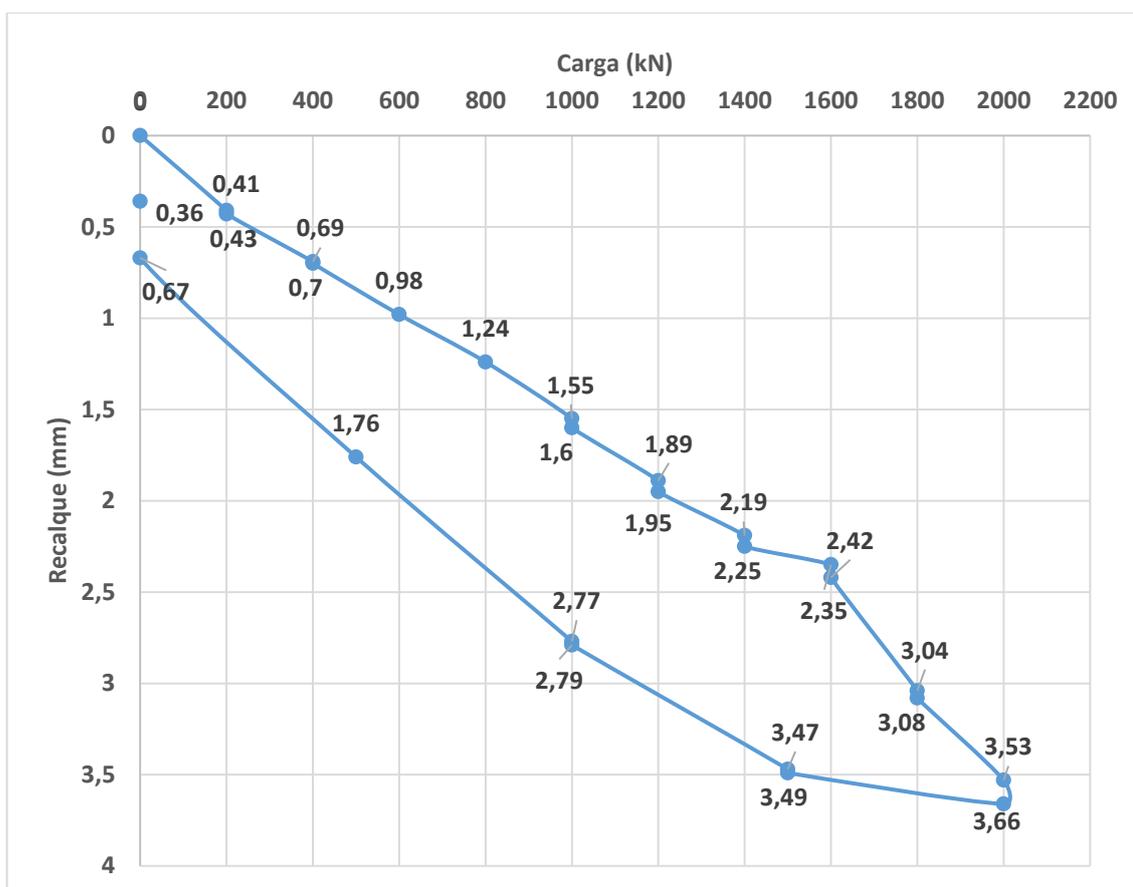


Fonte: Coutinho (2009).

O carregamento das estacas foi realizado em 10 estágios de carga, correspondendo cada um a 20% da carga de trabalho da mesma.

A partir das leituras efetuadas nos ensaios foram obtidas as curvas carga-recalque, apresentadas a seguir.

Figura 7.13 – Curva carga-recalque da estaca E25.

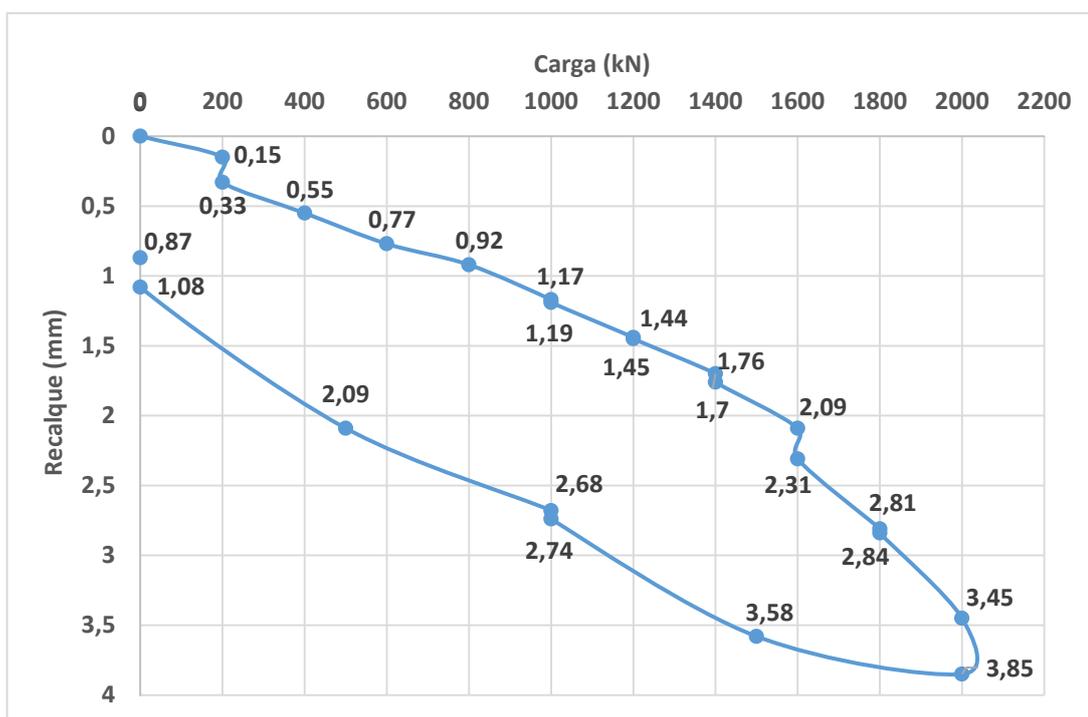


Fonte: Coutinho (2009)

A Figura 7.13 exibe a curva carga-recalque obtida para a estaca E25. Na respectiva prova de carga estática, a estaca E25 foi submetida a uma carga máxima de 2000kN, alcançando um recalque máximo de 3,66 mm. Após o descarregamento, observa-se um recalque residual no valor de 0,36 mm.

Na prova de carga estática realizada na estaca E100, foi aplicada a uma carga de ensaio de 2000kN. O recalque total encontrado foi de 3,85 mm, sendo que, após o descarregamento o recalque residual foi de 0,87 mm, Figura 7.14.

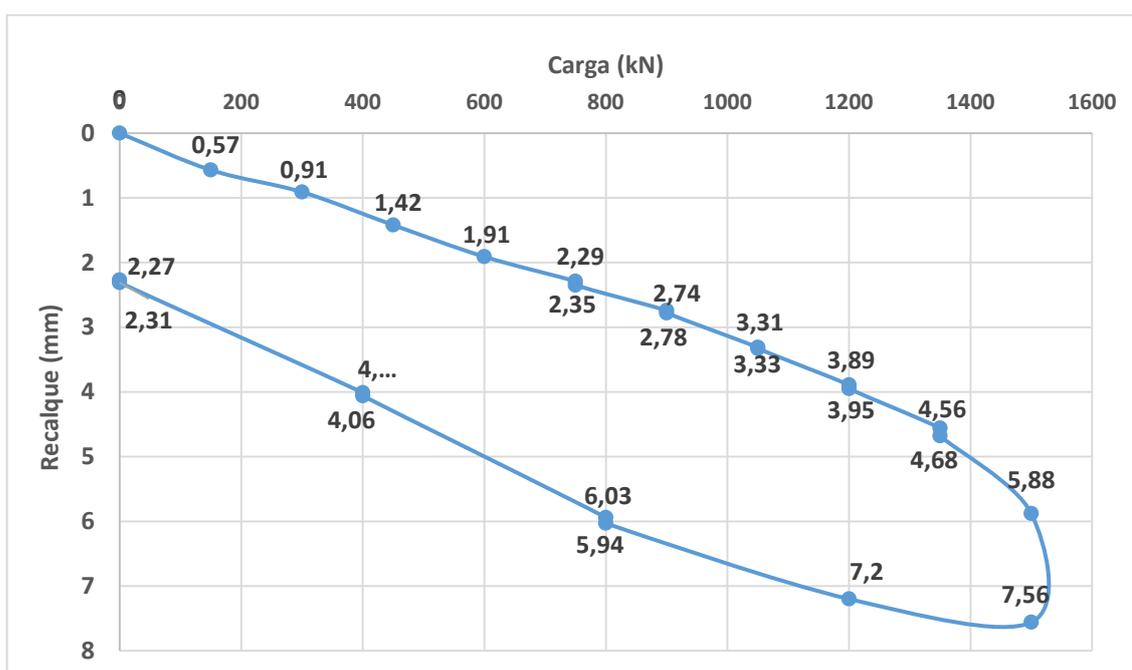
Figura 7.14 - Curva carga-recalque da estaca – E100.



Fonte: Coutinho (2009)

Com relação a estaca E110, a prova de carga estática atingiu uma carga de ensaio de 1500kN, com recalque total de 7,56 mm e recalque residual, após o descarregamento, de 2,27 mm, Figura 7.15.

Figura 7.15 – Curva carga-recalque da estaca E110.



Fonte: Coutinho (2009)

7.5.2 Estimativa da carga de ruptura a partir das provas de carga

Para a estimativa da carga de ruptura a partir dos resultados das provas de carga estática, utilizaram-se as metodologias consagradas na literatura, conforme é apresentado a seguir:

a) Terzaghi (1943), Davisson (1972) e ABNT (2010):

Por serem métodos que estimam a carga de ruptura convencional através de um recalque limite, não foi possível estimar a carga de ruptura a partir das curvas de carga-recalque, uma vez que, os deslocamentos encontrados nos ensaios foram mínimos, não chegando a ultrapassar os valores de partida desses métodos.

b) Van Der Veen (1953):

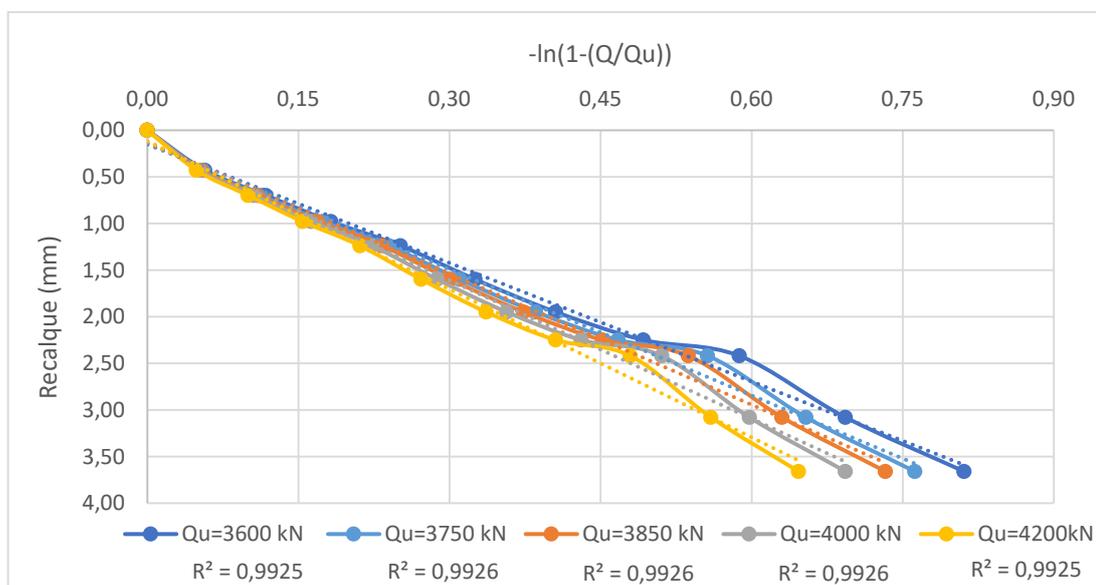
Como as provas de carga não chegaram a levar as estacas à ruptura, utilizou-se o método de Van Der Veen (1953) para extrapolação da curva carga-recalque.

A estimativa da carga de ruptura foi feita através de um processo por tentativas onde, inicialmente foram adotados valores de Q_u para a construção de gráficos de $-\ln(1-Q/Q_u)$ pelo recalque.

A carga de ruptura da estaca foi definida como o valor de Q_u que resultou em um gráfico que mais se aproximava de uma reta.

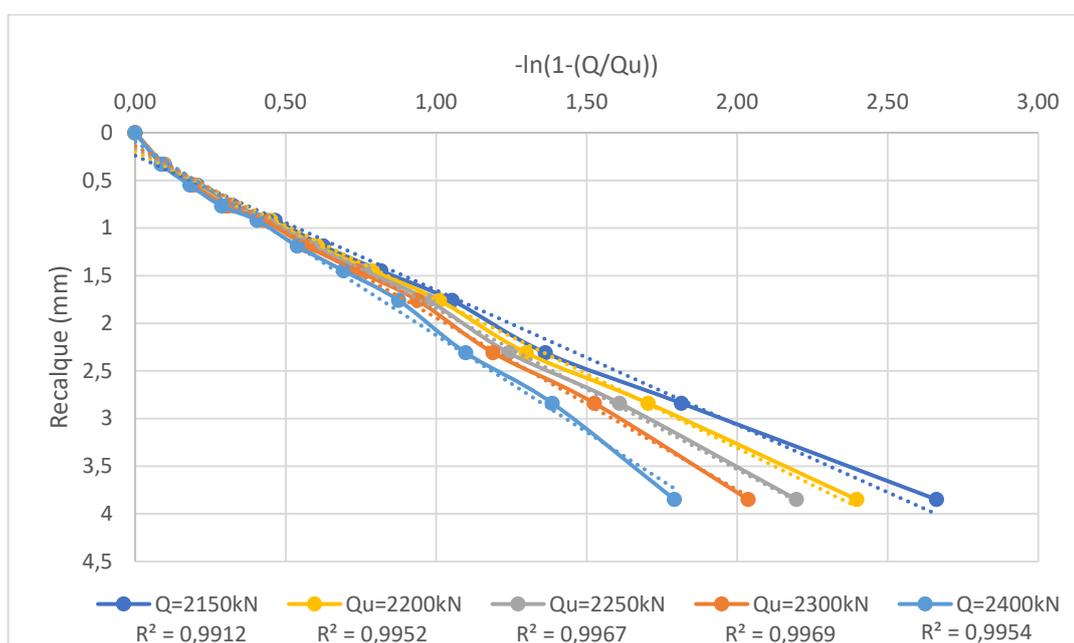
As Figuras 7.16 a 7.18 apresentam a determinação da carga de ruptura, através da metodologia proposta por Van Der Veen (1953) para as estacas E25, E100 e E110, respectivamente.

Figura 7.16 – Determinação da carga de ruptura da estaca E25, pelo método de extrapolação proposto por Van Der Veen (1953)



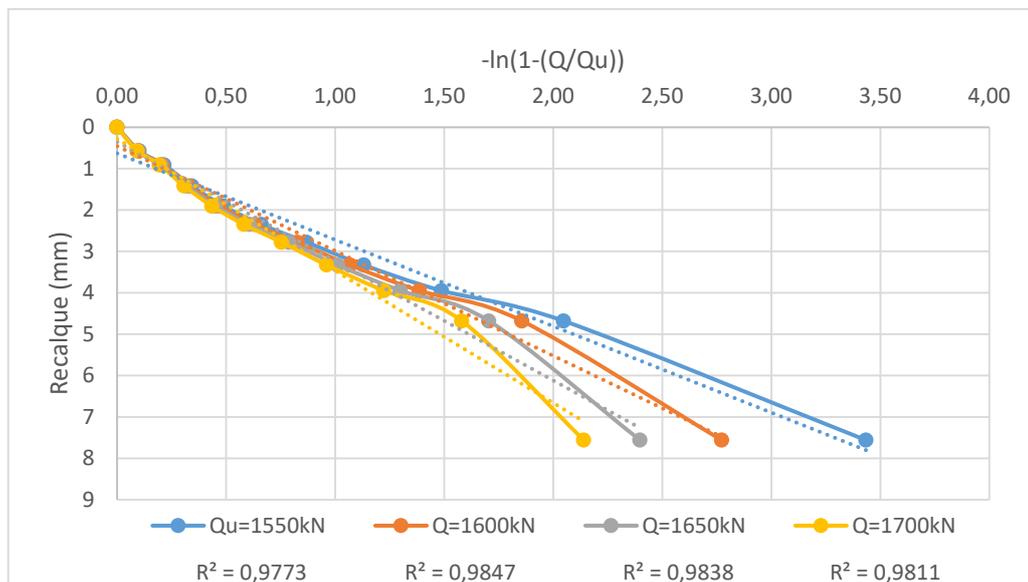
Fonte: Autora

Figura 7.17 – Determinação da carga de ruptura da estaca E100, pelo método de extrapolação proposto por Van Der Veen (1953).



Fonte: Autora

Figura 7.18 – Determinação da carga de ruptura da estaca E110, pelo método de extrapolação proposto por Van Der Veen (1953).



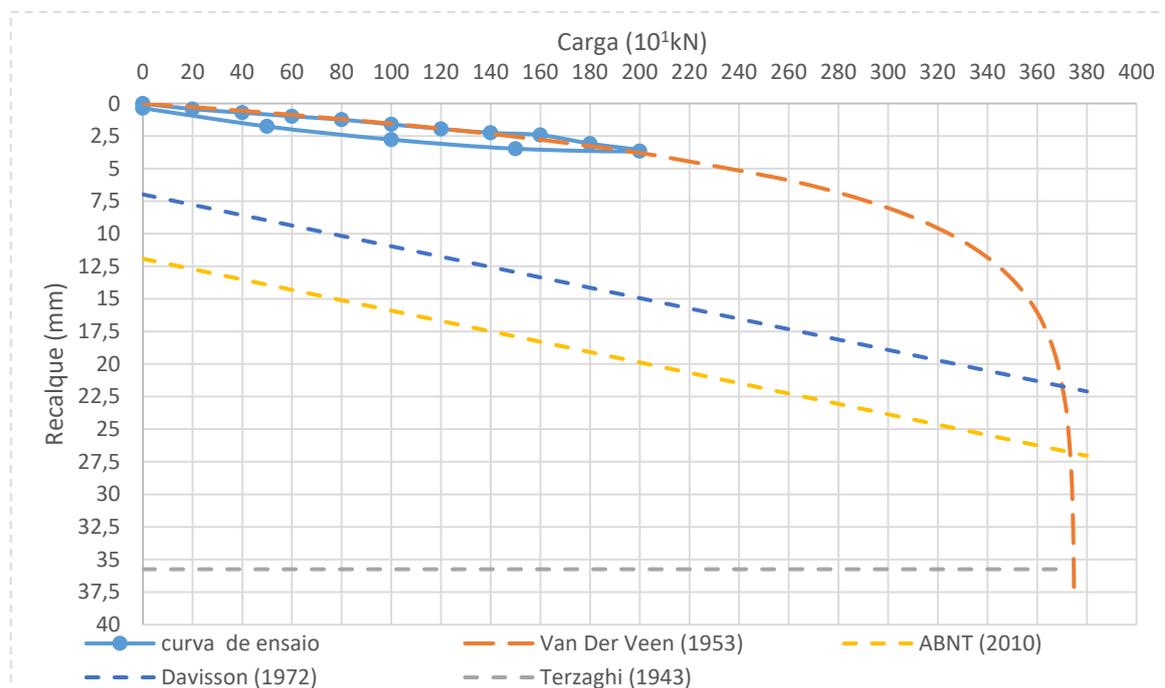
Fonte: Autora

De acordo com o método de Van Der Veen (1953), a carga de ruptura da estaca E25 corresponde a 3750 kN, a da estaca E100 vale 2300kN e a estaca E110 apresentou uma carga de 1600 kN.

A partir da extrapolação da curva carga-recalque obtida para cada estaca, aplicam-se os métodos de Terzaghi (1943), Davisson (1972) e ABNT (2010), a título de observação e análise, conforme apresenta a Figura 7.19 a 7.21.

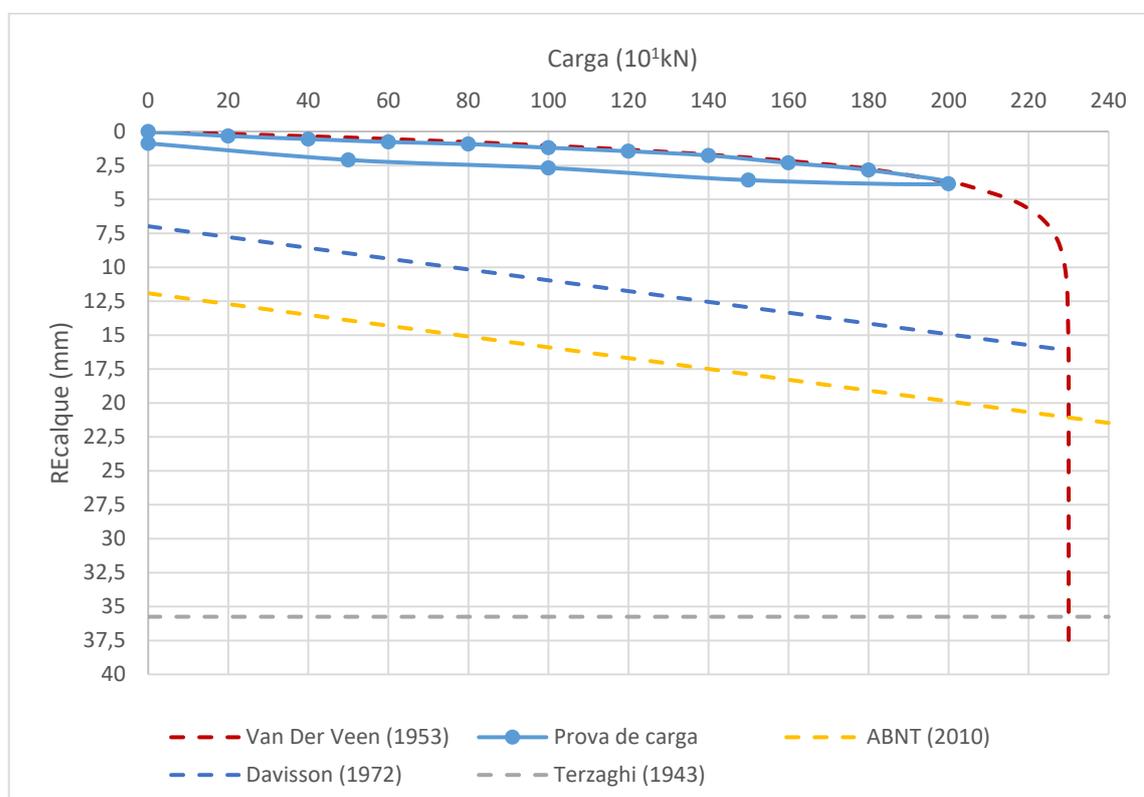
Devido à falta de ensaios específicos, o valor do módulo de elasticidade do concreto utilizado no cálculo do encurtamento elástico, nos métodos de Davisson (1972) e da ANBT (2010), foi de 25 GPa, obtido conforme a indicação da NBR 6118 (2014). Com relação ao diâmetro da estaca, as estimativas foram feitas a partir da média do diâmetro entre o trecho em solo e o trecho em rocha.

Figura 7.19 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E25 pela aplicação dos métodos de Terzaghi (1943), Van Der Veen (1953), Davisson (1972) e ABNT (2010).



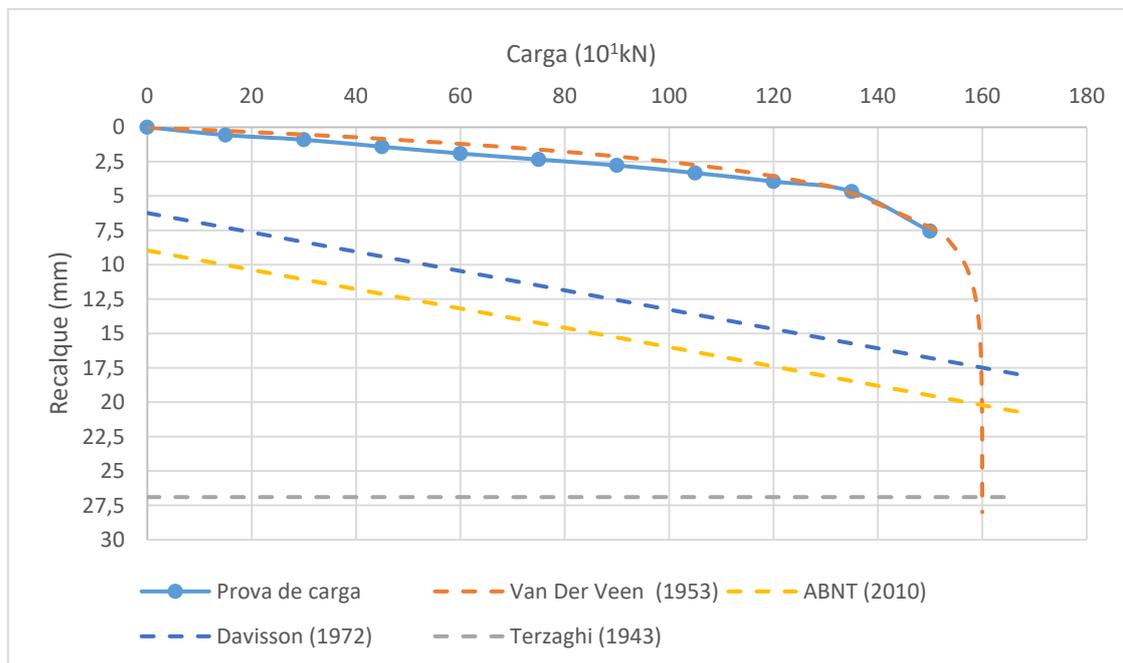
Fonte: Autora

Figura 7.20 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E100 pela aplicação dos métodos de Terzaghi (1943), Van Der Veen (1953), Davisson (1972) e ABNT (2010).



Fonte: Autora

Figura 7.21 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E110 pela aplicação dos métodos de Terzaghi (1943), Van Der Veen (1953), Davisson (1972) e ABNT (2010).

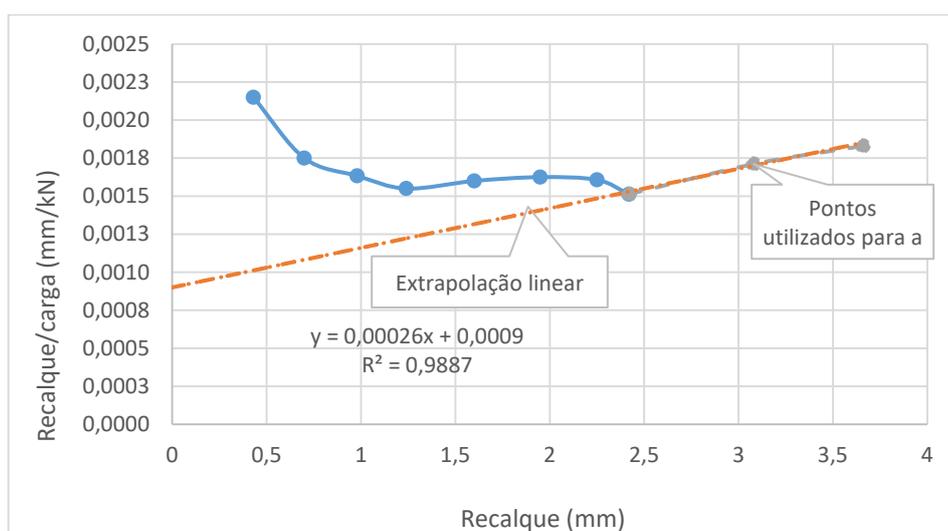


Fonte: Autora

c) Chin-Kondner (1970;1971):

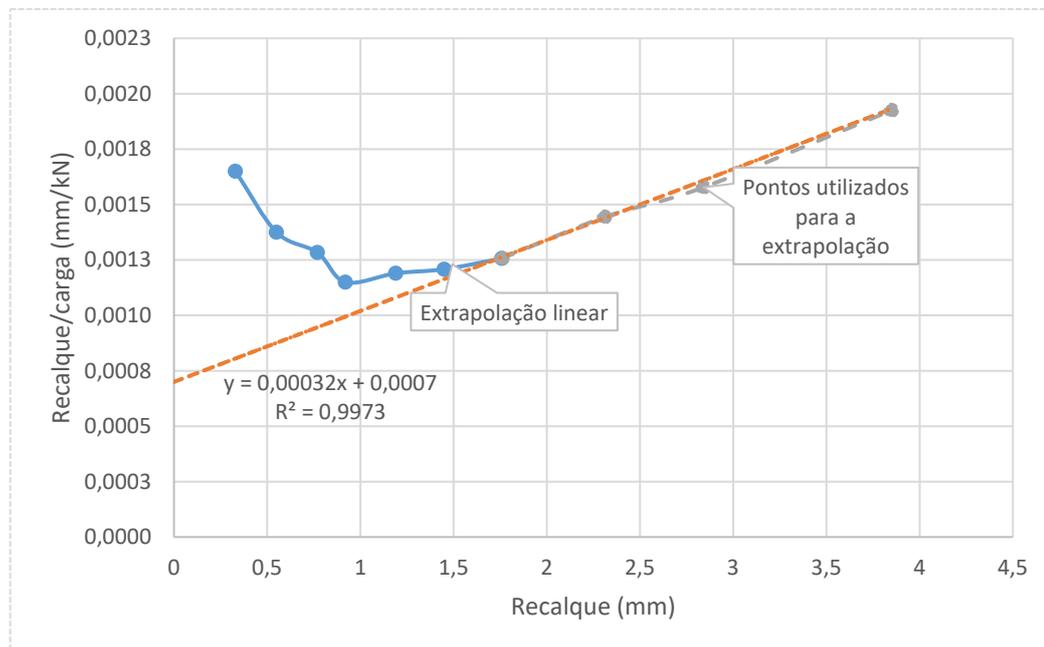
O método foi aplicado nas estacas estudadas, conforme a metodologia apresentada no capítulo 2. As curvas resultantes para cada estaca podem ser conferidas nas Figura 7.22 a 7.24.

Figura 7.22 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E25 pela aplicação do método de Chin-Kondner (1970; 1971).



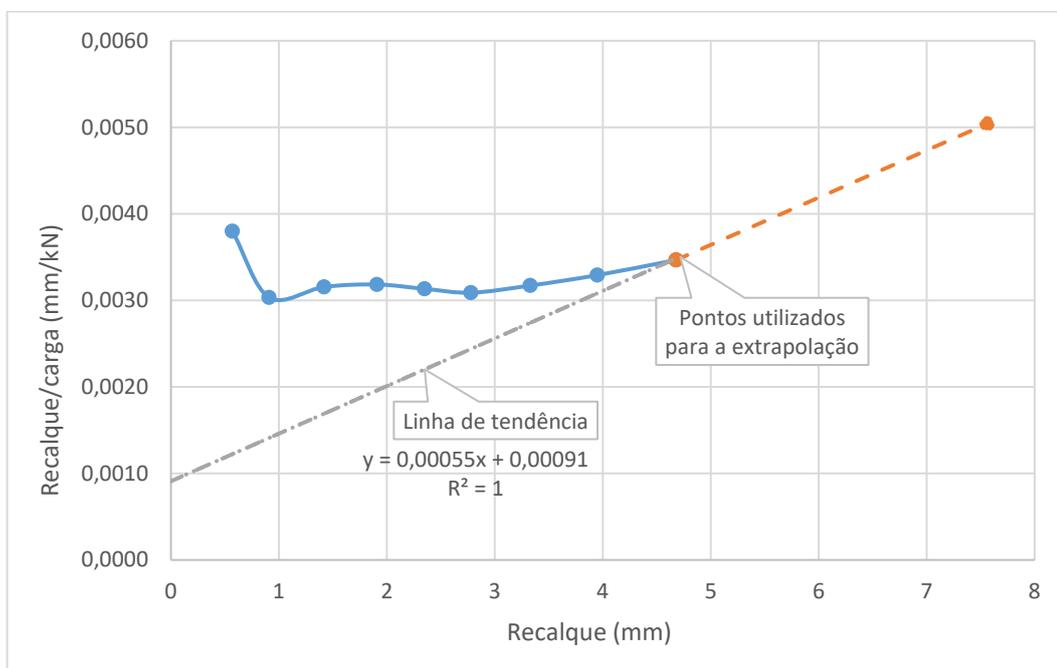
Fonte: Autora

Figura 7.23 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E100 pela aplicação do método de Chin-Kondner (1970; 1971).



Fonte: Autora

Figura 7.24 - Estimativa da carga de ruptura da estaca E110 pela aplicação do método de Chin-Kondner (1970; 1971).



Fonte: Autora

A partir do inverso da inclinação da linha de extrapolação, foram estimadas as cargas de ruptura das estacas E25, E100 e E110. Dessa forma, encontra-se que, para a estaca E25 a carga de

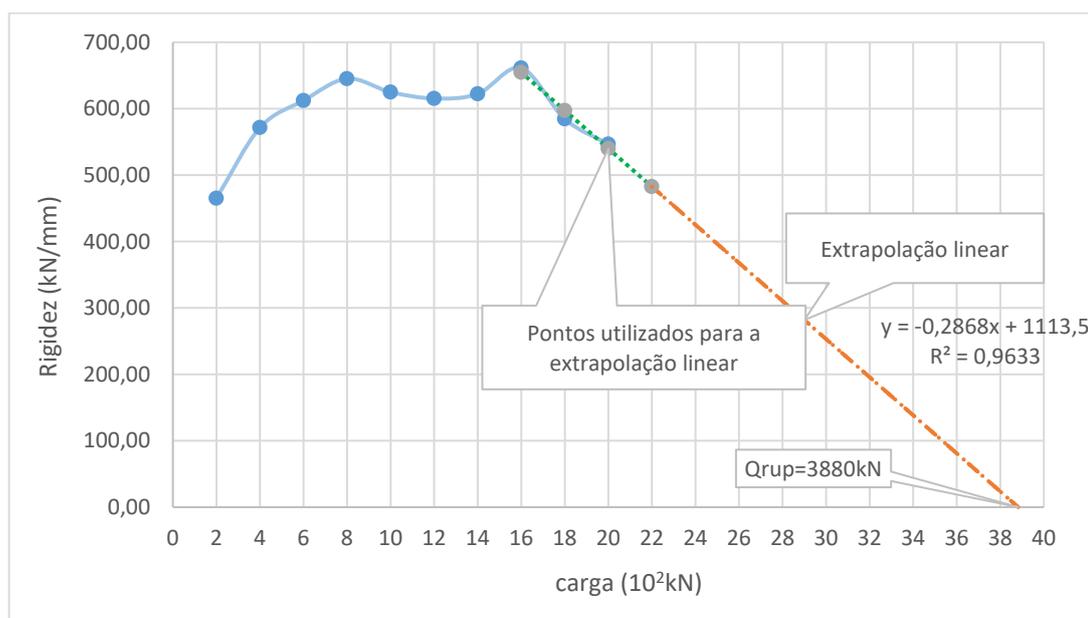
ruptura equivale a 3846 kN, para a estaca E100 $Q_u = 3125$ kN e para a estaca E25 tem-se um valor de 1820 kN.

d) Décourt (1996):

Adicionalmente, é aplicado o método proposto por Décourt (1996) para a determinação da carga de ruptura das estacas. Por meio das Figuras 7.25 a 7.27, é possível observar que as curvas de rigidez x carga das estacas E25, E100 e E110, apresentam um comportamento muito diferenciado do que é esperado da utilização do método proposto.

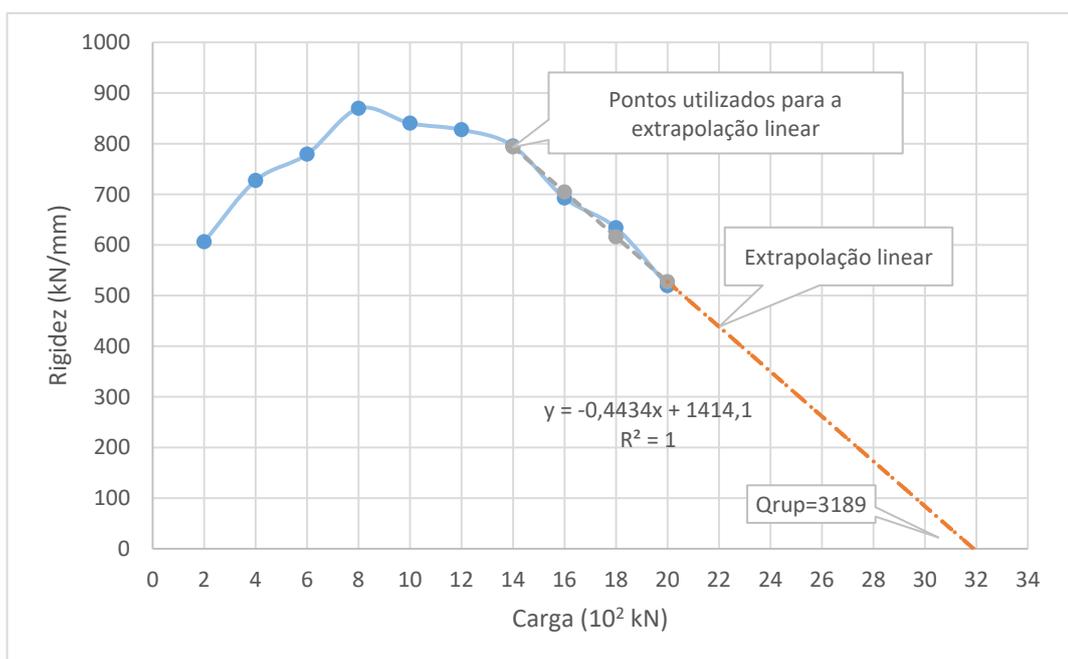
Por meio das curvas, verifica-se que até um certo nível de recalque, os valores de rigidez são elevados, porém posteriormente decaem. Entretanto, é feita uma extrapolação linear para determinação do ponto de rigidez mínima e assim, estimar a carga de ruptura.

Figura 7.25 – Gráfico de rigidez para estaca E25.



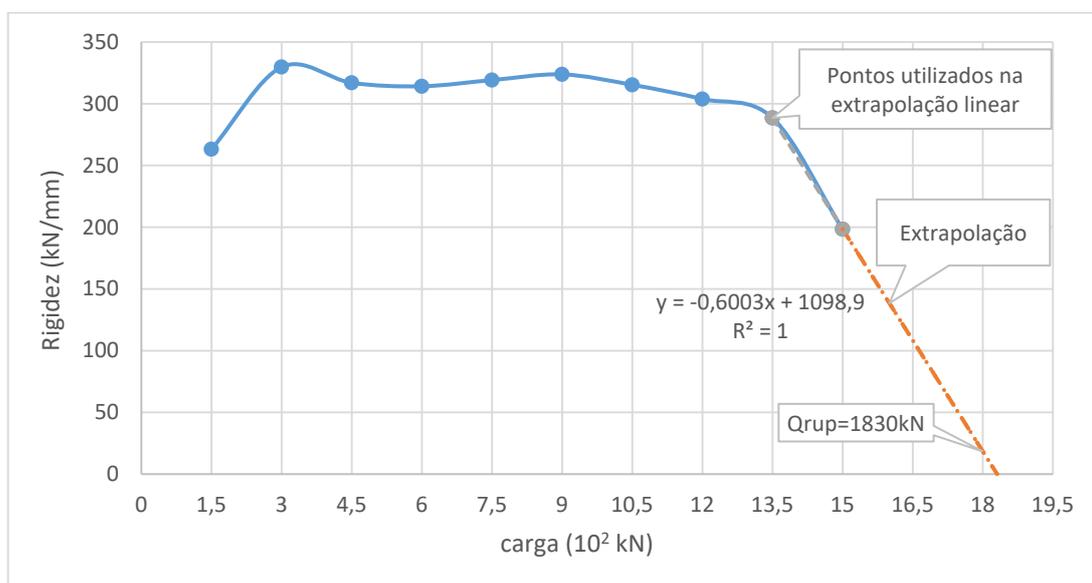
Fonte: Autora

Figura 7.26 – Gráfico de rigidez para a estaca E100



Fonte: Autora

Figura 7.27 – Gráfico de rigidez para a estaca E110.



Fonte: Autora

As cargas de ruptura encontradas através da aplicação dos métodos apresentados, podem ser agrupadas na Tabela 7.14.

Tabela 7.14 – Carga de ruptura obtida pelos métodos de interpretação das provas de carga.

Método	Estaca		
	E25 (kN)	E100 (kN)	E110 (kN)
Terzaghi (1943)	3750	2300	1600
Van Der Veen (1953)	3750	2300	1600
Chin-Kondner (1970;1971)	3846	3125	1820
Davisson (1972)	3700	2300	1580
Décourt (1996)	3880	3189	1830
ABNT (2010)	3730	2300	1600

Fonte: Autora

A partir das estimativas da carga de ruptura das estacas, através dos resultados das provas de carga, verifica-se que os métodos convergiram para valores muito aproximados.

Como as provas de carga realizadas não atingiram a ruptura, utilizou-se o método de Van Der Veen (1953) para a extrapolação da curva carga-recalque. O método pôde ser aplicado em todas as provas de carga e apresentou valores de carga de ruptura inferiores aos métodos de Chin-Kondner (1970;1971) e Décourt (1996) em todas as estacas.

Com relação aos métodos de Terzaghi (1943), Davisson (1972) e ABNT (2010), como eles foram aplicados na curva extrapolada por Van Der Veen (1953), suas estimativas da carga de ruptura convencional acabaram tendo valores muito coincidentes.

As estimativas obtidas pelo método de Décourt (1996), apresentaram as maiores cargas de ruptura, com exceção da estaca E100, onde o maior resultado foi encontrado pelo método de Chin-Kondner (1970;1971).

Apesar disso, os métodos de Chin-Kondner (1970;1971) e Décourt (1996) atingiram valores muito próximos, o que já era esperado, uma vez que ambos se baseiam em ajustes lineares a partir da relação carga/recalque ou recalque/carga.

Como a rigidez é conceitualmente definida como a relação entre a carga pelo recalque, o gráfico obtido entre essa grandeza e os recalques, deve corresponder a uma hipérbole com assíntota no ponto onde a rigidez é nula. Entretanto, em razão dos ensaios de prova de carga não terem atingido deslocamentos significativos, as curvas do método de Décourt (1996), Figura 7.24 a 7.26, não apresentaram um formato onde a rigidez convergisse para um valor mínimo. Dessa forma, não foi possível utilizar o método para fazer a separação da resistência lateral e da ponta. Analisando conjuntamente os resultados obtidos, pelos métodos de interpretação das provas de carga, obtém-se uma carga de ruptura média para cada estaca, pelos métodos de Van Der Veen (1953), Chin-Kondner (1970;1971) e Décourt (1996), Tabela 7.15.

Tabela 7.15 – Carga de ruptura média obtida por métodos de interpretação de prova de carga.

Estaca	Carga de ruptura média (kN)
E25	3825
E100	2871
E110	1750

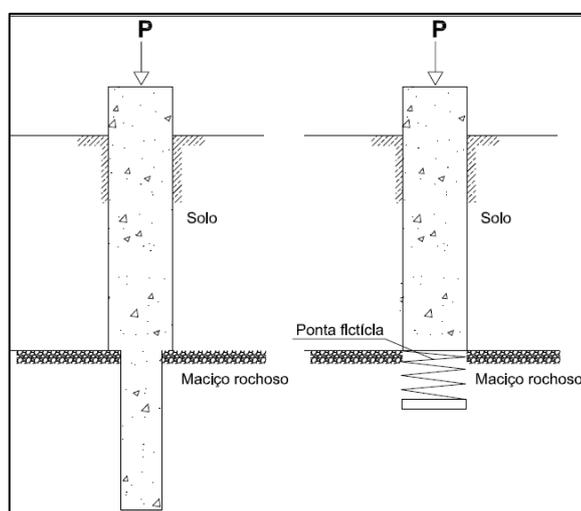
Fonte: Autora

7.5.3 Avaliação dos recalques obtidos através das provas de carga

Uma forma de avaliar os recalques encontrados é considerar que a estaca está inserida apenas no trecho em solo e a contribuição da resistência e dos deslocamentos provenientes do trecho embutido em maciço rochoso corresponderiam a ação de uma ponta fictícia. Semelhante forma de análise é feita por Massad (1993) e Mussara (2014).

A Figura 7.28 apresentada o raciocínio utilizado.

Figura 7.28 – Esquema geral das estacas raiz executas na PetroquímicaSuape e estaca equivalente com ponta fictícia.



Fonte: Autora

O recalque total medido no topo da estaca é dado pela soma dos deslocamentos elásticos, C_2 e C_3 acrescido do deslocamento permanente, S , Eq 7.1.

$$y_o^{m\acute{a}x} = C_2 + C_3 + S \quad (\text{mm}) \quad \text{Eq. 7.1}$$

Onde: C2 corresponde ao encurtamento da estaca; C3 é deslocamento da ponta fictícia, ou seja, o encurtamento da estaca no trecho embutido em maciço rochoso e S é o deslocamento permanente da estaca no terreno.

Supondo que o todo o atrito lateral do trecho em solo tenha sido mobilizado e seguindo o conceito de Chellis (1961) e a contribuição de Velloso (1987), encontra-se o recalque elástico, C2, alcançado pelas estacas, conforme Eq 7.2:

$$C_2 = \frac{Q_{m\acute{a}x} l_s}{EA_s} \times \left(\frac{Q_{p,f}}{Q_{m\acute{a}x}} + \lambda \left(1 - \frac{Q_{p,f}}{Q_{m\acute{a}x}} \right) \right) \quad (\text{mm}) \quad \text{Eq. 7.2}$$

Onde: $Q_{m\acute{a}x}$: carga máxima da prova de carga (kN); l_s : comprimento do trecho embutido em solo (m); E: módulo de elasticidade da estaca (kN/m²); A_s : área da seção transversal da estaca em solo (m²); $Q_{p,f}$: carga que chega a ponta fictícia (kN); λ : fator de redução que varia de 0,5 a 1,0.

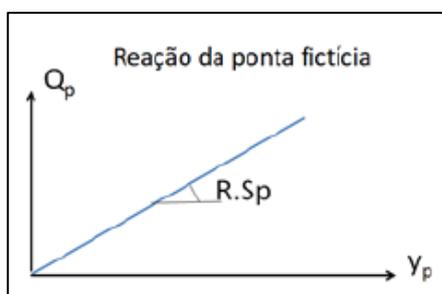
O encurtamento elástico referente a ponta fictícia, C3, pode ser determinado pelas formulações propostas por Carter e Kulhawy (1988):

$$C_3 = \frac{Q_{p,fic}}{RS_p} \quad (\text{mm}) \quad \text{Eq. 7.3}$$

$$RS_p = \frac{\pi E_r l_r}{(1 + \nu_r) \zeta} \quad (\text{kN/mm}) \quad \text{Eq. 7.4}$$

$$\zeta = \ln \left[5(1 - \nu_r) \cdot \left(\frac{l_r}{\phi_r} \right) \right] \quad \text{Eq. 7.5}$$

Figura 7.29 - Segunda relação de Cambefort: reação de ponta x deslocamentos.



Fonte: Autora

Onde: RS_p : coeficiente angular obtido pela segunda relação de Cambefort, Figura 7.29; E_r : módulo de elasticidade da rocha, comprimento do trecho embutido em maciço rochoso; ν_r : coeficiente de Poisson da rocha;

O valor de S é obtido através da curva carga-recalque de cada estaca e representa o recalque permanente encontrado ao final do ensaio.

A partir das considerações efetuadas, são apresentados os deslocamentos encontrados para cada estaca, através das formulações de Carter e Kulhawy (1988) e pelas provas de carga, Tabela 7.16.

Tabela 7.16 - Deslocamentos calculados e medidos para as estacas analisadas.

Estaca	E (GPa)	ζ	E_r (MPa)	R.Sp (kN/mm)	C2 (mm)	C3 (mm)	S (mm)	$Y_0^{m\acute{a}x}$ (m)	$Y_{pc}^{m\acute{a}x}$ (mm)
E25	21,3	3,77	2400	5503	3,45	0,16	0,36	3,98	3,66
E100	21,3	2,84	2400	2880	3,45	0,31	0,87	4,64	3,85
E110	21,3	4,06	2400	5109	5,66	0,23	2,27	8,17	7,56

Comparando os valores referentes ao deslocamento calculado ($Y_0^{m\acute{a}x}$) e o recalque medido na prova de carga ($Y_{pc}^{m\acute{a}x}$), verifica-se uma diferença de apenas 18%. Da análise das parcelas de C2, C3 e S, tem-se que nas estacas E25, E100 e E110, os maiores valores correspondem ao encurtamento da estaca e o seu deslocamento permanente. Dessa forma, fica nítido que para o carregamento imposto na prova de carga, os recalques obtidos foram governados principalmente pela rigidez da estaca como elemento estrutural e pela camada de solo.

O encurtamento obtido pela ponta fictícia, ou seja, pelo embutimento em maciço rochoso, C3, apresentou valores menores que um milímetro. Com isso, levando em consideração a avaliação de Reese e O'Neill (1988) e Osterberg (2000), de que a mobilização da resistência da ponta da estaca só corre para recalques da ordem de 10 mm, é esperado que nas estacas estudadas a resistência de ponta não tenha sido desenvolvida.

7.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS ENCONTRADOS

A contribuição do trecho em solo, bem como, da ponta da estaca, na capacidade de carga de estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso é muito discutida no meio técnico.

Diante disso, para a avaliação da capacidade de carga das estacas, é feita uma comparação entre a carga de ruptura média obtida através das provas de carga, Tabela 7.15, e a capacidade de carga proveniente de quatro situações:

- a) Consideração somente da resistência lateral do trecho embutido em maciço rochoso, ($\tau_{l,r}$), através dos métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Horvath (1978), Meigh & Wolski (1979), Poulos e Davis (1980), Rowe & Armitage (1984), Zang & Einsten (1997;1998), Cabral e Antunes (2000) e Espanha (2011).
- b) Consideração da resistência lateral do trecho em solo ($\tau_{l,s}$) e do embutido lateral em maciço rochoso ($\tau_{l,r}$), a partir dos métodos de Aoki-Velloso (1975), Cabral (1986), Décourt-Quaresma (1978; 1996), Rosenberg e Journeaux (1976), Horvath (1978), Meigh & Wolski (1979), Poulos e Davis (1980), Rowe & Armitage (1984), Zang & Einsten (1997;1998), Cabral e Antunes (2000) e Espanha (2011).
- c) Consideração da resistência lateral do trecho em solo ($\tau_{l,s}$), do embutimento lateral em maciço rochoso ($\tau_{l,r}$) e da ponta da estaca ($q_{p,r}$), por meio dos métodos de Aoki-Velloso (1975), Cabral (1986) e Décourt-Quaresma (1978; 1996), Poulos e Davis (1980), Rowe & Armitage (1984), Zang & Einsten (1997;1998), Cabral e Antunes (2000) e Espanha (2011).
- d) Consideração da resistência lateral do trecho embutido em maciço rochoso ($\tau_{l,r}$) e da ponta da estaca ($q_{p,r}$), através dos métodos de Poulos e Davis (1980), Rowe & Armitage (1984), Zang & Einsten (1997;1998), Cabral e Antunes (2000) e Espanha (2011).

Conforme apresentado a resistência lateral do trecho em solo será analisada por três métodos, assim, nesse trabalho os índices 1, 2 e 3 utilizados nas composições referem-se respectivamente aos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978;1996) e Cabral (1986).

A seguir são apresentados os resultados da comparação entre as estimativas de capacidade de carga e carga de ruptura.

7.6.1 Análise das possíveis composições da capacidade de carga total da estaca E25

Para a estaca E25, a Tabela 7.17 apresenta o resumo geral das parcelas de capacidade de carga para o fuste da estaca em solo, fuste embutido rocha e da ponta.

Tabela 7.17 – Resumo geral da capacidade de carga referente a cada trecho da estaca E25.

Métodos	$Q_{l,s}^1$ (kN)	$Q_{l,s}^2$ (kN)	$Q_{l,s}^3$ (kN)	$Q_{l,r}$ (kN)	$Q_{p,r}$ (kN)	Carga de ruptura
Rosenberg e Journeaux (1976)	818,25	1100,73	1170,71	7063,17	—	3825
Horvath (1978)	818,25	1100,73	1170,71	2826,76	—	3825
Meigh & Wolski (1979)	818,25	1100,73	1170,71	4195,50	—	3825
Poulos e Davis (1980)	818,25	1100,73	1170,71	4203,35	1479,48	3825
Rowe e Armitage (1987)	818,25	1100,73	1170,71	7789,63	2190,74	3825
Zhang & Einstein (1998)	818,25	1100,73	1170,71	5653,51	979,73	3825
Cabral e Antunes (2000)	818,25	1100,73	1170,71	884,91	584,20	3825
España (2011)	818,25	1100,73	1170,71	1636,35	756,19	3825

Fonte: Autora

a) Contribuição apenas do trecho embutido em maciço rochoso ($Q_{l,r}$):

A capacidade de carga da estaca E25, obtida pela contribuição do trecho embutimento em maciço rochoso pode ser melhor analisada pela Figura 7.30.

Apenas os métodos de Horvath (1978), Cabral e Antunes (2000) e España (2011) apresentaram um resultado inferior a estimativa de carga de ruptura obtida pela prova de carga. O método de Horvath (1978) apresentou uma capacidade de carga com uma diferença percentual de - 26% da carga de ruptura.

Figura 7.30 – Capacidade de carga da estaca E25, considerando apenas o trecho lateral do embutimento em maciço rochoso.



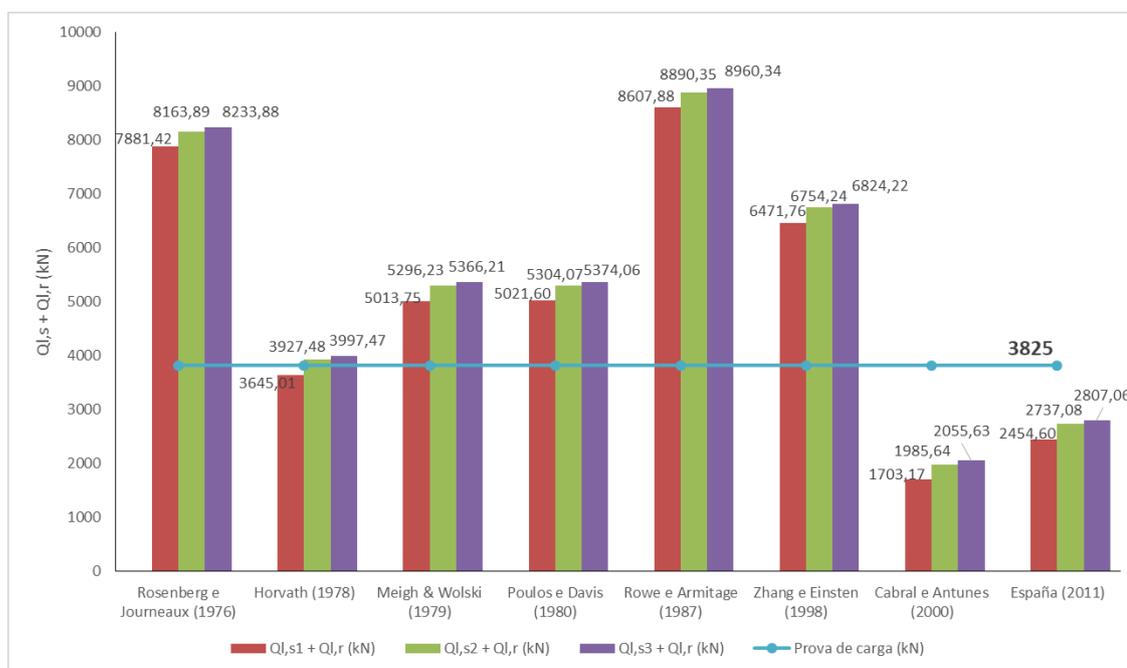
Fonte: Autora

O método de Meigh & Wolski (1979) forneceu uma estimativa superior a carga de ruptura, entretanto, foi o método que apresentou um resultado mais próximo da prova de carga.

b) Contribuição do trecho em solo e do trecho embutido no maciço rochoso ($Q_{l,s}$ e $Q_{l,r}$):

Com os valores referentes a $Q_{l,s}$ e $Q_{l,r}$, presentes na Tabela 7.18, verifica-se que a melhor composição para a capacidade de carga total da estaca E25, é obtida da aplicação do método de Aoki-Velloso (1975) no trecho em solo, e do método de Hovarth (1978) ao embutimento lateral em maciço rochoso, conforme apresenta a Figura 7.31.

Figura 7.31 - Capacidade de carga da estaca E25, considerando o trecho em solo e do embutimento lateral em maciço rochoso.



Fonte: Autora

A aplicação do método de Hovarth (1978) juntamente com a contribuição da resistência do trecho em solo, garantiu um resultado muito aproximado entre a capacidades de carga da estaca E25 e a prova de carga.

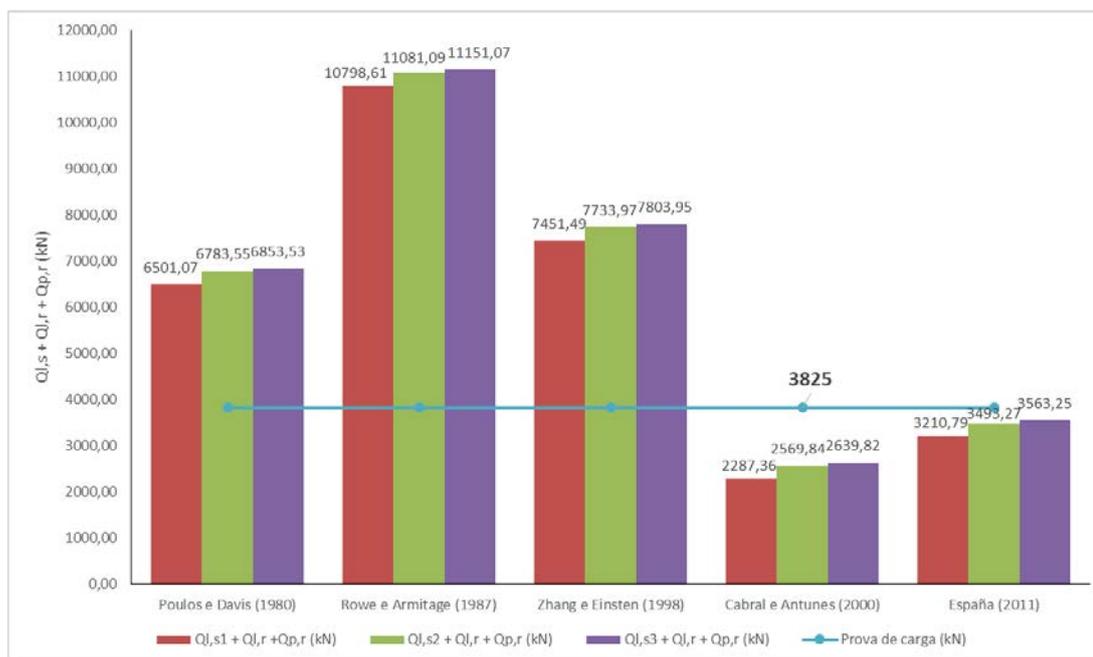
- c) Contribuição do trecho em solo, do trecho embutido no maciço rochoso e da ponta da estaca ($Q_{l,s}$, $Q_{l,r}$ e $Q_{p,r}$):

A partir dos valores obtidos com a consideração da resistência do trecho da estaca em solo, verifica-se que a capacidade de carga total da estaca E25 é mais compatível com a estimativa da carga de ruptura, quando são aplicados os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011), Figura 7.32.

O método de Cabral e Antunes (2000) quando associado ao método de Aoki-Velloso (1975), mostra-se o mais conservador.

O método de España (2011) quando associado aos métodos empregados no trecho em solo permitiram a estimativa da capacidade de carga da estaca com uma diferença entre -16 a -7% e da prova de carga.

Figura 7.32 - Capacidade de carga da estaca E25, considerando o trecho em solo, do embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.



Fonte: Autora

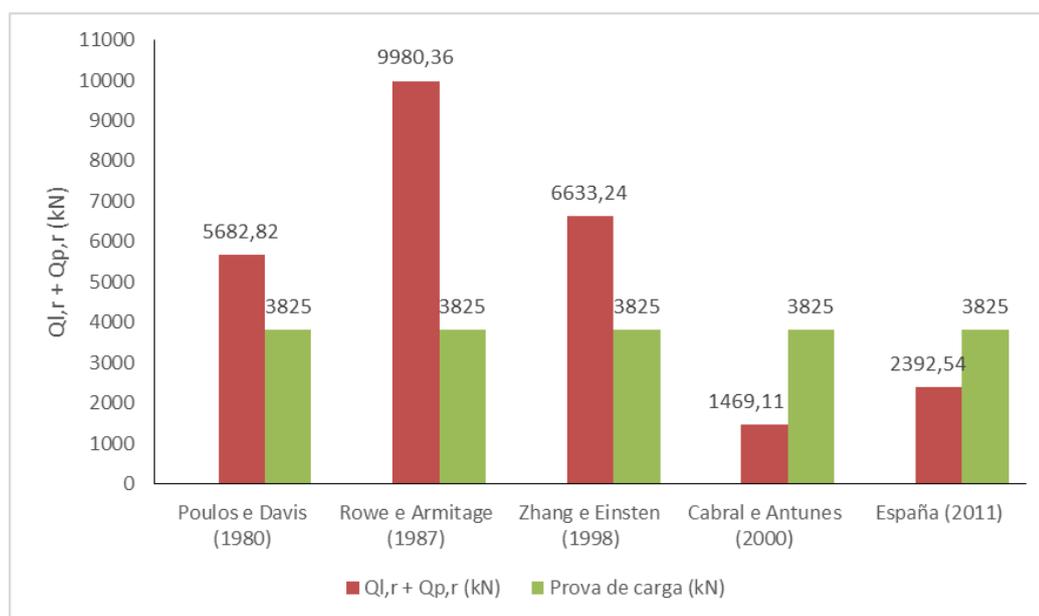
- d) Contribuição do trecho embutido no maciço rochoso e da ponta da estaca ($Q_{l,r}$ e $Q_{p,r}$):

Por fim, a capacidade de carga total da estaca E25 é analisada considerando os métodos que consideram a contribuição do trecho embutido no maciço rochoso e da ponta da estaca.

Através da Figura 7.33 verifica-se que os métodos de Poulos e Davis (1980), Rowe e Armitage (1984) e Zhang & Einsten (1998) apresentaram resultados muito acima da carga de ruptura estimada na prova de carga.

Por outro lado, os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) foram muito conservadores.

Figura 7.33 - Capacidade de carga da estaca E25, considerando o embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.



Fonte: Autora

7.6.2 Análise das possíveis composições da capacidade de carga total da estaca E100

Com relação à estaca E100, a Tabela 7.18 apresenta um resumo sobre os valores encontrados para a resistência do trecho lateral da estaca em solo, embutido lateralmente no maciço rochoso e da ponta, a partir dos métodos de estimativa apresentados.

Com esses resultados são feitas as análises sobre a capacidade de carga da estaca pelos diferentes métodos.

Tabela 7. 18 - Resumo geral das capacidades de carga referente a cada trecho da estaca E100.

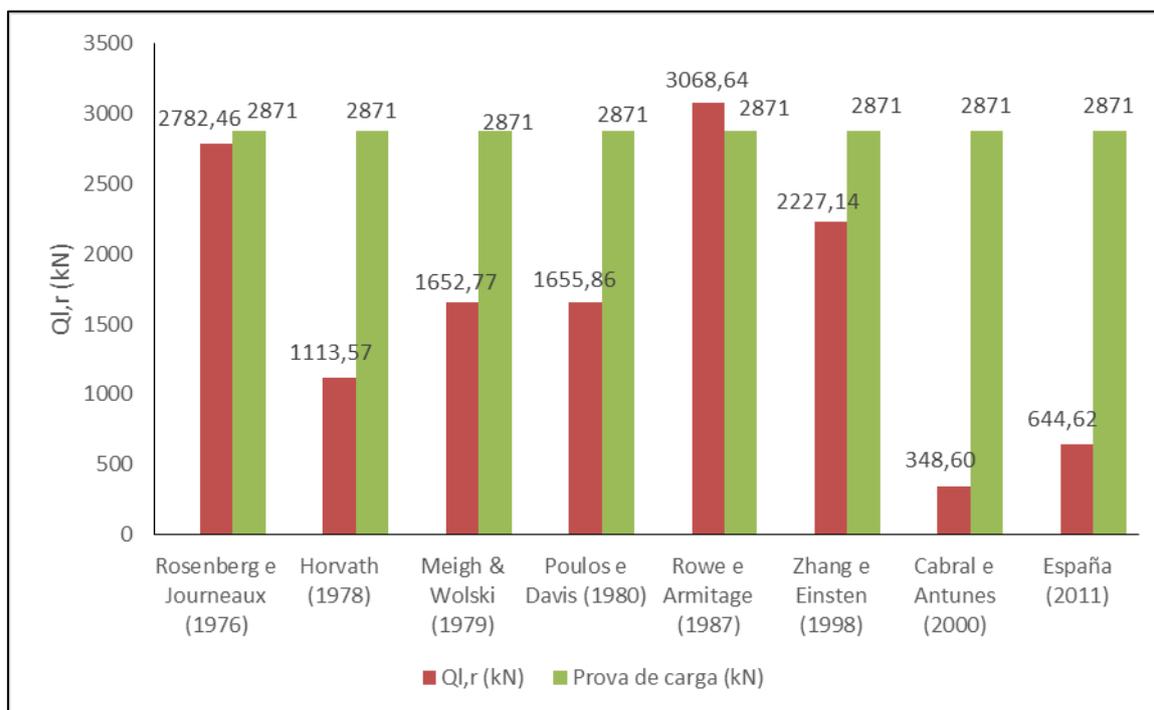
Métodos	$Q_{l,s}^1$ (kN)	$Q_{l,s}^2$ (kN)	$Q_{l,s}^3$ (kN)	$Q_{l,r}$ (kN)	$Q_{p,r}$ (kN)	Carga de ruptura (kN)
Rosenberg e Journeaux (1976)	818,25	1100,73	1170,71	2782,46	—	2871
Horvath (1978)	818,25	1100,73	1170,71	1113,57	—	2871
Meigh & Wolki (1979)	818,25	1100,73	1170,71	1652,77	—	2871
Poulos e Davis (1980)	818,25	1100,73	1170,71	1655,86	1479,48	2871
Rowe e Armitage (1987)	818,25	1100,73	1170,71	3068,64	2190,74	2871
Zhang & Einstein (1998)	818,25	1100,73	1170,71	2227,14	979,73	2871
Cabral e Antunes (2000)	818,25	1100,73	1170,71	348,60	584,20	2871
España (2011)	818,25	1100,73	1170,71	644,62	756,19	2871

Fonte: Autora

a) Contribuição apenas do trecho lateral embutido em maciço rochoso ($Q_{l,r}$):

A comparação entre os valores encontrados, pelos diferentes métodos, é apresentada através da Figura 7.34.

Figura 7.34 – Capacidade de carga da estaca E100, considerando apenas o trecho do embutimento lateral em maciço rochoso.



Fonte: Autora

O método de Rowe e Armitage (1987) forneceu um resultado acima da carga de ruptura estimada a partir da prova de carga, com uma diferença percentual de apenas +7%.

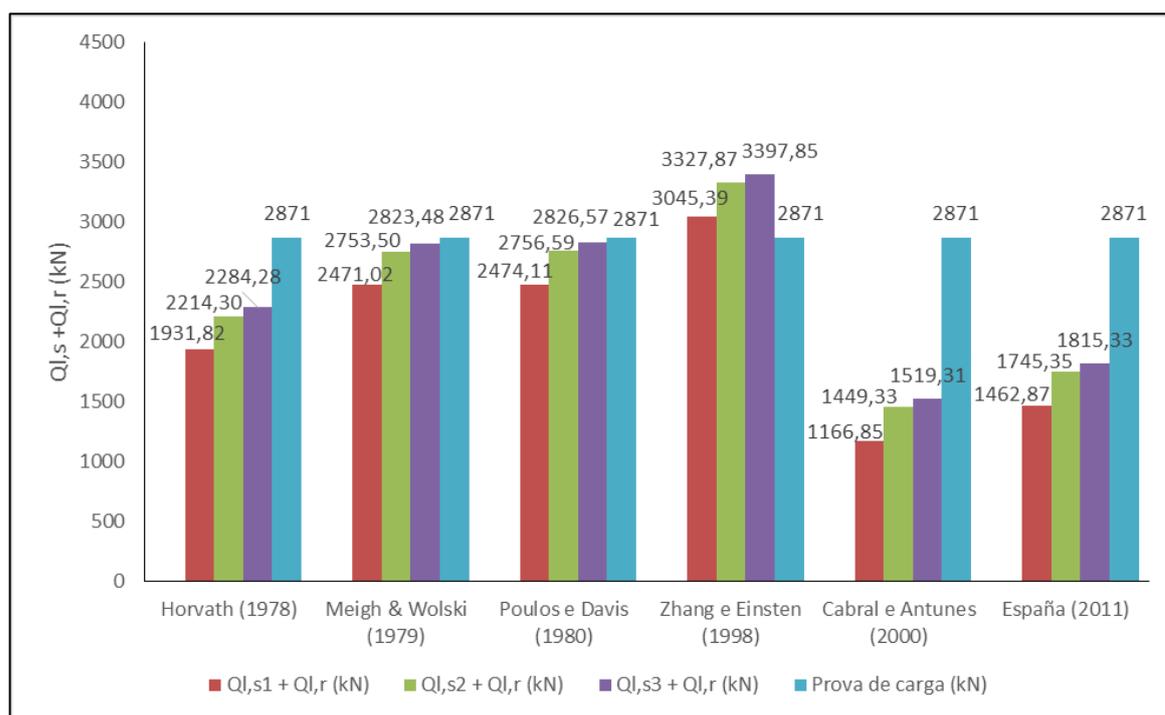
Por outro lado, o método de Zhang e Einstein (1998) resultou em uma estimativa inferior a carga de ruptura em -22%.

A aplicação dos métodos de Hovarth (1978), Meigh & Wolski (1979), Poulos e Davis (1980), Cabra e Antunes (2000) e Espanha (2011) resultou em valores de capacidade de carga muito inferiores a carga de ruptura, sendo os dois últimos métodos os mais conservadores.

b) Contribuição do trecho em solo e embutido em maciço rochoso ($Q_{l,s}$ e $Q_{l,r}$):

A comparação entre os resultados obtidos através da composição formada pela contribuição do trecho em solo e do embutimento lateral em maciço rochoso é apresentada na Figura 7.35.

Figura 7.35 – Capacidade de carga da estaca E100, considerando o trecho em solo e do embutimento lateral em maciço rochoso.



Fonte: Autora

A capacidade de carga obtida através da consideração de $Q_{l,s}$ e da aplicação dos métodos de Horvath (1978), Meigh & Wolski (1979) e Poulos e Davis (1980) forneceram os melhores resultados em relação a carga de ruptura da estaca.

O método de Hovarth (1978) associado a David Cabral (1986), forneceu um resultado com uma diferença de - 20% da carga de ruptura estimada pelas provas de carga. Entretanto, as capacidades de carga mais coerentes com a carga de ruptura foram obtidas pela aplicação do

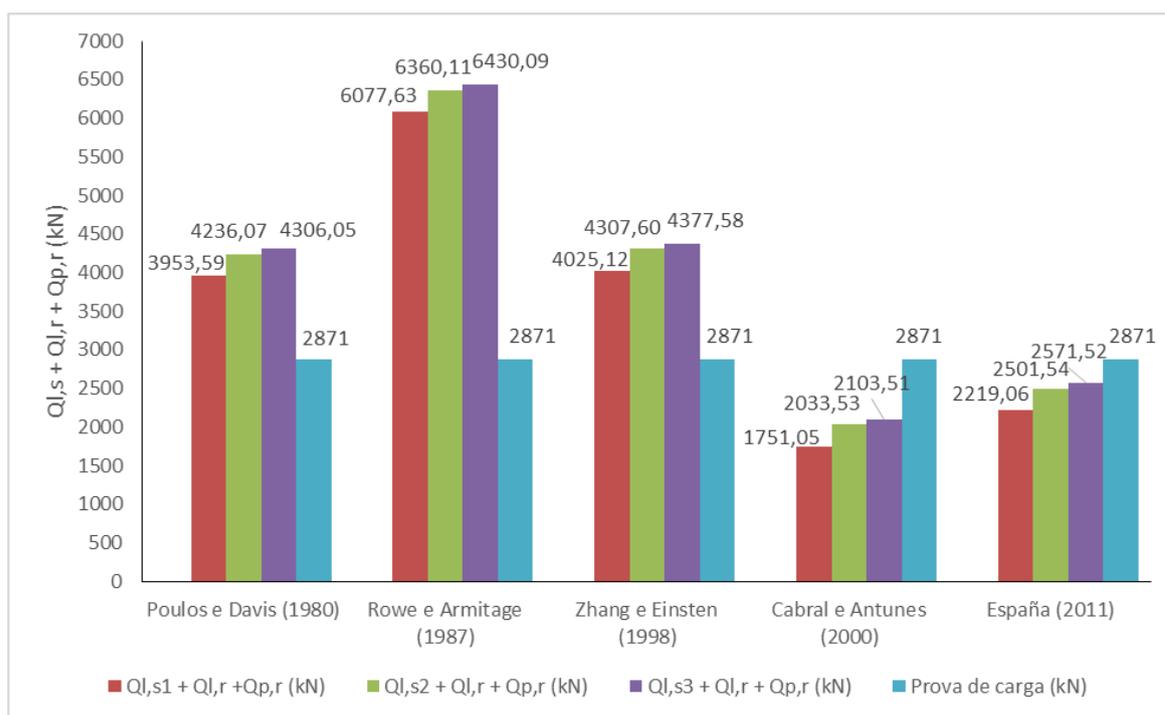
método Poulos e Davis (1980) associados aos métodos de Aoki-Velloso (1975) ou Décourt-Quaresma (1978;1996). Essas composições resultaram em uma diferença de -14 a 1,5% em relação ao resultado da prova de carga.

Os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) foram muito conservadores.

c) Contribuição do trecho em solo, embutido em maciço rochoso e de ponta ($Q_{l,s}$, $Q_{l,r}$ e $Q_{p,r}$):

Da análise da contribuição dos três segmentos da estaca E100, observa-se que o método de España (2011) associado aos métodos de estimativa de capacidade de carga do trecho em solo, fornece resultados mais próximos a carga de ruptura da estaca, Figura 7.36.

Figura 7.36 - Capacidade de carga da estaca E100, considerando o trecho em solo, do embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.



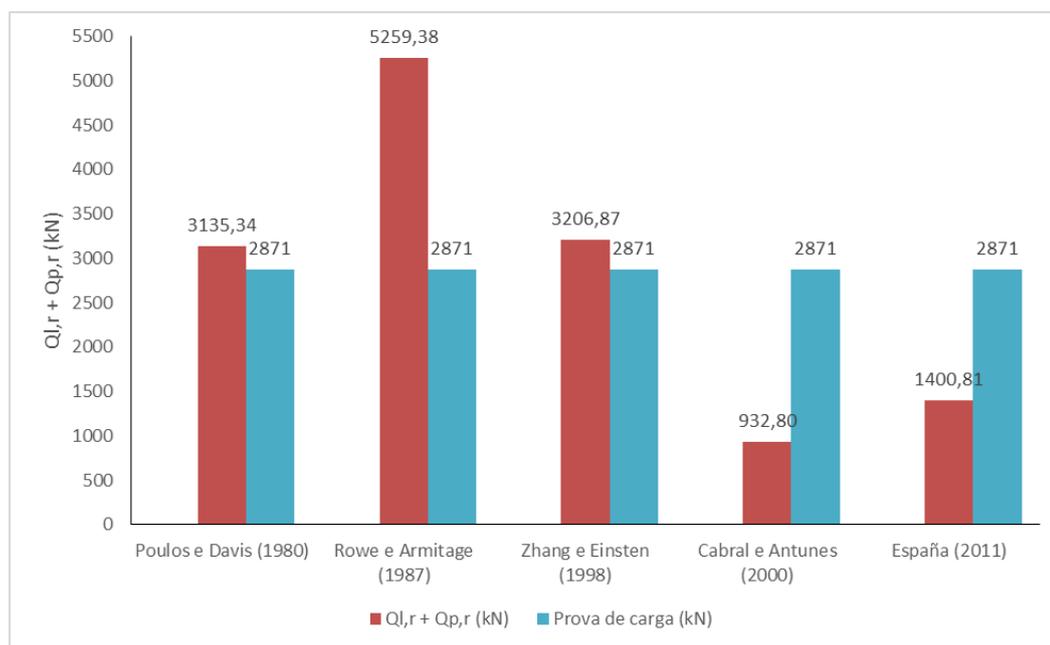
Fonte: Autora

A capacidade de carga resultante da aplicação do método de Cabral e Antunes (2000), quando acrescida da contribuição do trecho em solo, forneceram estimativas de - 39% a -27% em relação ao resultado da interpretação da prova de carga.

d) Contribuição do trecho embutido em maciço rochoso e de ponta ($Q_{l,r}$ e $Q_{p,r}$):

De acordo com a análise da Figura 7.37, verifica-se que os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) fornecem estimativas muito conservadoras. Ao contrário dos métodos de Poulos e Davis (1980) e Zhang e Einsten (1998) que, para as considerações adotadas neste trabalho, forneceram boas estimativas.

Figura 7.37 - Capacidade de carga da estaca E100, considerando o embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.



Fonte: Autora

7.6.3 - Análise das possíveis composições da capacidade de carga total da estaca E110

Assim como apresentado para as estacas E25 e E100, os valores referentes a contribuição dos trechos embutidos em solo e no maciço rochoso, na capacidade de carga das estacas são apresentados na Tabela 7.19.

Tabela 7.19 - Resumo geral da capacidade de carga referente a cada trecho da estaca E110.

Métodos	$Q_{l,s}^1$ (kN)	$Q_{l,s}^2$ (kN)	$Q_{l,s}^3$ (kN)	$Q_{l,r}$ (kN)	$Q_{p,r}$ (kN)	Carga de ruptura (kN)
Rosenberg e Journeaux (1976)	100,52	282,97	170,74	5280,01		1750
Horvath (1978)	100,52	282,97	170,74	2113,12		1750
Meigh & Wolski (1979)	100,52	282,97	170,74	3136,31		1750
Poulos e Davis (1980)	100,52	282,97	170,74	3142,17	350,94	1750
Rowe e Armitage (1987)	100,52	282,97	170,74	5823,06	1224,22	1750
Zhang & Einstein (1998)	100,52	282,97	170,74	4226,23	547,49	1750
Cabral e Antunes (2000)	100,52	282,97	170,74	446,52	220,36	1750
España (2011)	100,52	282,97	170,74	815,78	281,82	1750

Fonte: Autora

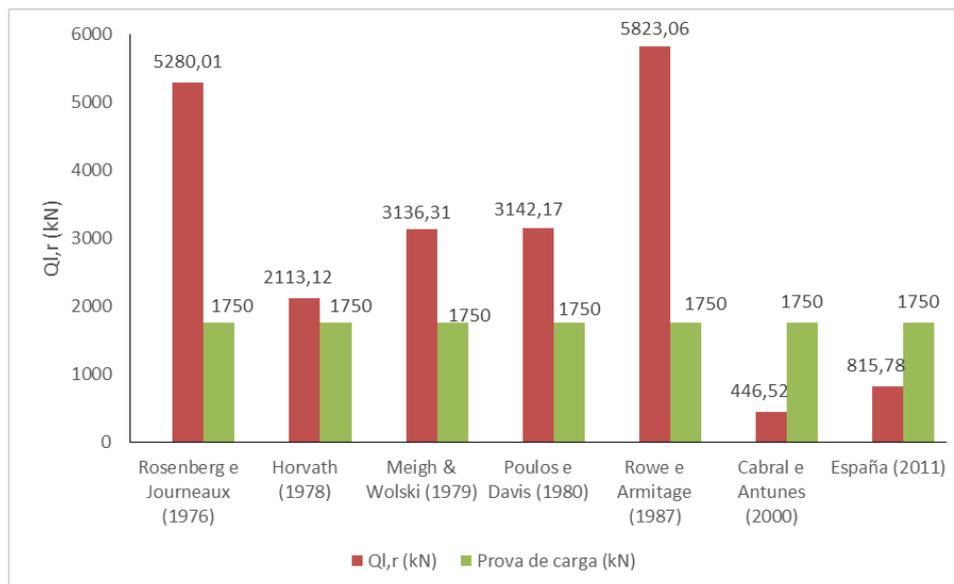
A partir desses resultados é apresentada a comparação de diferentes composições para a capacidade de carga da estaca da estaca E110.

a) Contribuição apenas do trecho embutido em maciço rochoso ($Q_{l,r}$):

Para a estaca E110 verifica-se, através da Figura 7.38, que pela aplicação dos métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Horvath (1978), Meigh & Wolski (1979) e Zhang e Einstein (1998), os valores das correspondentes capacidades de carga são superiores a carga de ruptura da estaca. Por outro lado, os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) apresentaram estimativas muito conservadoras.

O método de Horvath (1978) apresentou a melhor estimativa, onde a capacidade de carga difere +21% da carga de ruptura.

Figura 7.38 – Capacidade de carga da estaca E110, considerando apenas o trecho do embutimento lateral em maciço rochoso.

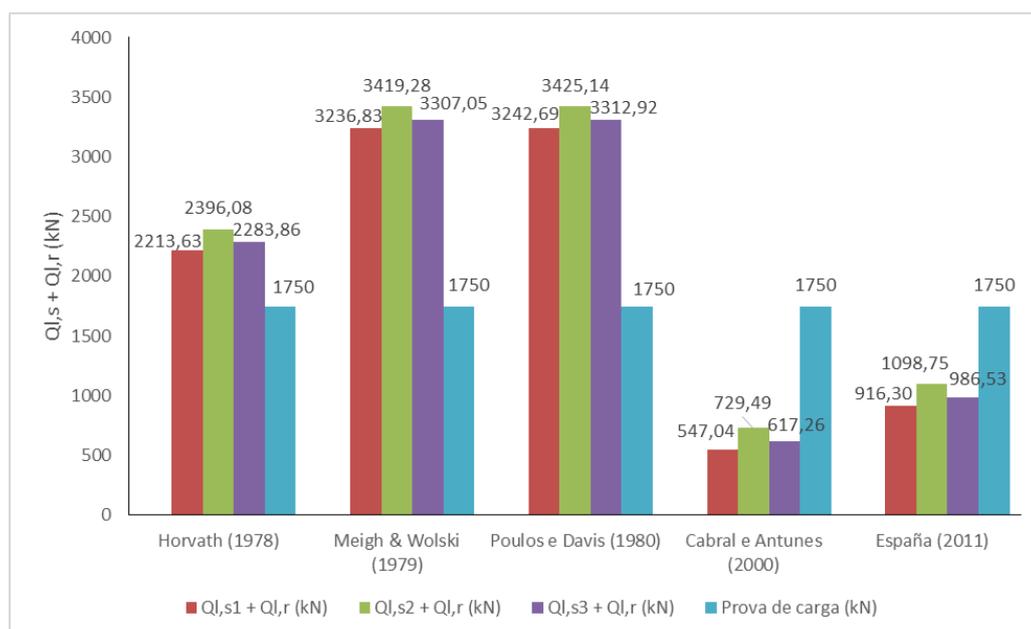


Fonte: Autora

b) Contribuição do trecho em solo, embutimento lateral em maciço rochoso ($Q_{l,s}$, $Q_{l,r}$):

Conforme apresenta a Figura 7.39, as estimativas da capacidade de carga da estaca E110 apresentam valores com uma considerável diferença em relação a carga de ruptura da estaca.

Figura 7.39 - Capacidade de carga da estaca E110, considerando o trecho em solo, do embutimento lateral em maciço rochoso.



Fonte: Autora

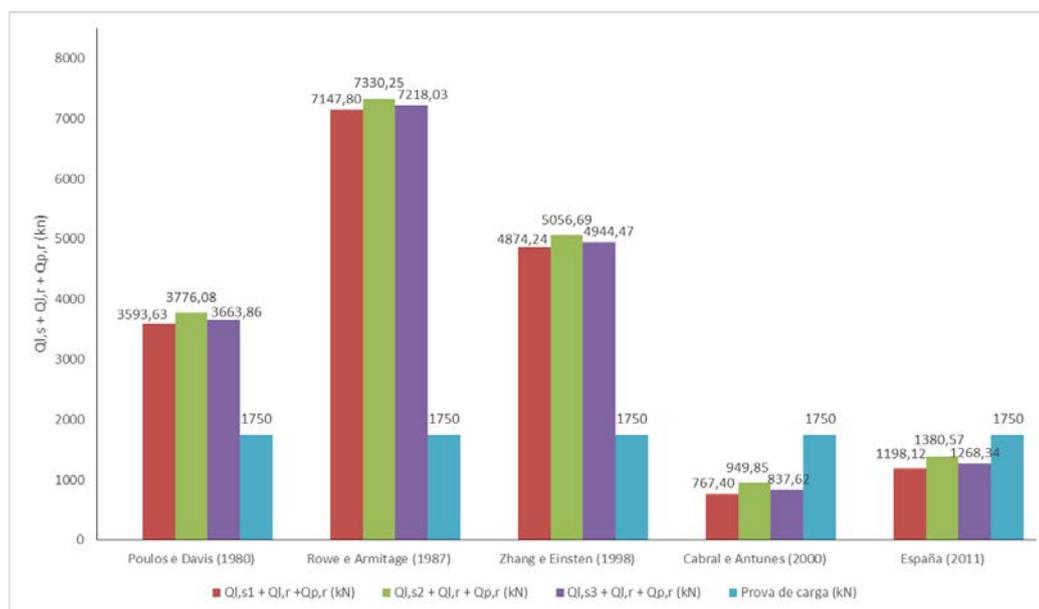
Os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) forneceram os resultados mais conservadores, em relação a extrapolação da prova de carga. Em contrapartida, os métodos de Meigh e Wolski (1979) e Poulos e Davis (1980) apresentaram estimativas muito acima da carga de ruptura.

O método de Hovarth (1978), quando acrescido da contribuição da resistência do solo resultou em uma diferença percentual, em relação a carga de ruptura, de +26% a +37%.

c) Contribuição do trecho em solo, embutimento lateral e da ponta ($Q_{l,s}$, $Q_{l,r}$ e $Q_{p,r}$):

Assim como observado nas estacas E25 e E110, a aplicação do método de Cabral e Antunes (2000) apresentou resultados conservadores quando comparado com a carga de ruptura estimada a partir das curvas de prova de carga. A Figura 7.40 permite observar a dos valores encontrados por cada método para a estaca E110.

Figura 7.40- Capacidade de carga da estaca E110, considerando o trecho em solo, embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.



Fonte: Autora

Os melhores resultados foram encontrados através da aplicação do método de España (2011) associado aos métodos de estimativa da resistência lateral do trecho em solo. A composição dos destes métodos garantiu uma capacidade de carga com uma diferença de -31% a -21% da carga de ruptura obtida pela prova de carga.

Essa diferença entre os resultados encontrados pelos métodos de Poulos e Davis (1980), Rowe e Armitage (1987) e Zhang e Einstein (1998), com os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011), são decorrentes da forma como as feições do maciço rochoso são consideradas em cada metodologia.

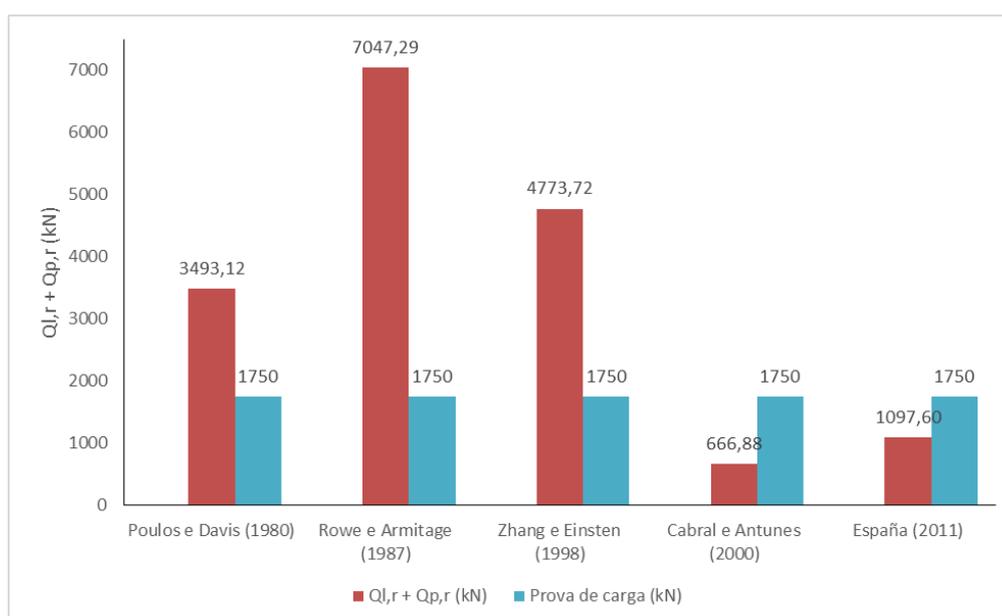
Os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) não levam em consideração, apenas o valor da resistência à compressão simples da rocha e a resistência do concreto. Em suas metodologias também são avaliados o grau de alteração e de fraturamento do maciço rochoso, através dos coeficientes sugeridos.

Dessa forma, como o perfil geotécnico no qual a estaca E110 foi executada, é composto por camadas de solo menos resistentes seguido de um maciço rochoso muito alterado e fraturado, os coeficientes propostos acabaram sendo mais conservadores.

d) Contribuição do trecho embutido em maciço rochoso e de ponta ($Q_{l,r}$ e $Q_{p,r}$):

A Figura 7.41 apresenta a comparação entre a estimativa da carga de ruptura da estaca E110, com a capacidade de carga obtida por meio da consideração do embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.

Figura 7.41 - Capacidade de carga da estaca E110, considerando o embutimento lateral em maciço rochoso e da ponta da estaca.



Fonte: Autora

Assim como observado nas estacas E25 e E110, o método de Cabral e Antunes (2000), se mostrou muito conservador. Em contrapartida os métodos de Poulos e Davis (1980), Rowe e Armitage (1987) e Zhang e Einstein (1998) apresentaram valores de capacidade de carga muito superiores a carga de ruptura.

A estimativa obtida pelo método de España (2011) diferiu em -37% da carga de ruptura obtida pela interpretação da prova de carga.

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Este trabalho foi desenvolvido a partir do banco dados da construção da PetroquímicaSuape, em Ipojuca-PE. Todas as informações utilizadas fazem parte do acervo técnico do Professor Roberto Quental Coutinho.

A concepção dessa obra exigiu um efetivo reconhecimento das condições geológicas-geotécnicas do local, pois além da sua importância econômica, o subsolo no qual seria construída apresentava-se bastante complexo com uma espessura variável de solo residual seguido do maciço rochoso.

Nesse contexto geológico, foram utilizadas fundações em estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso.

A partir da descrição dos testemunhos de sondagem, ensaios de laboratório e das provas de carga estáticas realizadas em algumas estacas raiz, parcialmente embutidas no maciço rochoso, esse trabalho chegou a algumas conclusões.

Dessa forma, neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, indicando os resultados obtidos e os objetivos alcançados. Por fim, são apresentadas as sugestões para pesquisas futuras, necessárias para a complementação dos estudos apresentados.

8.1 CONCLUSÕES

Quanto a campanha de investigação geotécnica realizada no terreno da PetroquímicaSuape, conclui-se que:

- a) O programa de investigação foi amplo e contou com uma boa distribuição das sondagens à percussão e sondagens mistas. Além disso, para uma análise mais completa do subsolo foram utilizados o CPTU e CPTU sísmico, instalação de piezômetros e ensaios geoeletricos, representados por sondagem elétrica vertical e caminhamento elétrico. O estudo das condições do maciço rochoso contou ainda com ensaios de laboratório para a determinação das propriedades índices da rocha e a sua resistência à compressão simples ou uniaxial.
- b) Os ensaios geofísicos confirmaram e ampliaram os resultados das investigações de campo, no que diz respeito a avaliação da morfologia do maciço e da análise qualitativa do seu grau de alteração. Adicionalmente, mostraram a existência de uma estrutura geológica que se estende pelo terreno e o divide em porções eletricamente distintas.

- c) Através da comparação entre os resultados dos ensaios de laboratório e os valores propostos na literatura, verifica-se a forte influência do estado de alteração e fraturamento do maciço rochoso nos valores de porosidade, peso específico, grau de saturação e resistência à compressão simples da rocha.
- d) A área apresentava, antes dos trabalhos de terraplenagem, um perfil bastante heterogêneo, composto por camadas de solo com espessura variando entre 1 e 26 m, formado, de maneira geral, de silte arenoso, argila siltosa e areia fina siltosa. Na sequência encontra-se o maciço rochoso com espessura entre 2 e 15 m em determinados trechos.
- e) O maciço rochoso é composto por uma matriz de riolito, material intermediário entre o riolito e o traquito e por basalto. De forma geral, o maciço encontra-se ocasionalmente a extremamente alterado, fraturado e com inclinação das descontinuidades entre 21° - 70°.
- f) Os trechos do maciço compostos por basalto, apresentam uma matriz rochosa com estrutura maciça, textura afanítica e uma resistência à compressão média de 54 MPa. Com relação ao trecho intermediário entre o riolito e o traquito, tem-se uma estrutura maciça e uma textura classificada como microporfirídica a porfirítica. A resistência à compressão simples apresentou valores entre $30 \text{ MPa} \leq \sigma_u \leq 110 \text{ MPa}$.
Em um setor do terreno da PetroquímicaSuape foi identificado a presença de riolito, esse trecho do maciço apresentou-se levemente alterado e ocasionalmente fraturado, além disso, a resistência à compressão média encontrada é de 78 MPa.
- g) Considerando as informações obtidas nas campanhas de investigação, o terreno foi dividido em nove setores (A1, A2, B, C1, C2, D, E, F e G).

Com relação a classificação geomecânica do maciço rochoso através do sistema RMR (1989), chegou-se as seguintes conclusões:

- a) A classificação geomecânica do maciço rochoso pôde ser realizada através da descrição dos testemunhos de sondagem, para o caso específico de fundações. Entretanto foi necessário estabelecer alguns critérios para a compatibilização entre os dados da obra e os parâmetros do sistema RMR.
- b) Da falta de ensaios específicos, a determinação da condição da água do maciço rochoso foi estimada a partir relação entre a pressão de água e a tensão principal máxima ao longo do testemunho de sondagem.

Com relação a direção e orientação das descontinuidades frente ao posicionamento das fundações, após algumas análises foi estabelecido a condição de instabilidade “moderada” para todos os setores da PetroquímicaSuape.

- c) Da aplicação do sistema RMR, verifica-se que a qualidade do maciço rochoso da PetroquímicaSuape está situada entre as classes III (regular) e IV (pobre), com peso variando entre $22 \leq \text{RMR} \leq 56$.
- d) A estimativa do ângulo de atrito da matriz rochosa, bem como da coesão para os setores da classe III, é de $25^\circ - 35^\circ$ e de 200 kPa - 300 kPa, respectivamente. Com relação aos setores com classe IV, as estimativas correspondem a $15^\circ - 25^\circ$ para o ângulo de atrito e 100 kPa - 200 kPa para a coesão.
- e) Através das correlações propostas por Bieniawski (1979) e Serafim & Pereira (1983), foram obtidos valores para o módulo de elasticidade de cada setor. Os resultados encontrados para os maciços rochosos da classe IV estão compreendidos entre $2,0 \text{ GPa} \leq E \leq 2,8 \text{ GPa}$, já nos setores com classe III o módulo de elasticidade apresenta valores de $6,3 \text{ GPa} \leq E \leq 12 \text{ GPa}$.

A partir da análise das estacas raiz executadas na PetroquímicaSuape, conclui-se que:

- a) O procedimento executivo utilizado na construção das estacas raiz está de acordo com as recomendações da ABEF (2012) e com as referências normativas vigentes;
- b) O comprimento embutido no maciço rochoso foi definido não só pelas estimativas de projeto, mas também pelas questões executivas;
- c) Para a avaliação do desempenho das fundações foram realizadas provas de carga estáticas, de acordo com a NBR 12131. A carga de ensaio atingiu o dobro da carga de trabalho, entretanto não foi verificado uma ruptura nítida em nenhuma das estacas analisadas neste trabalho.

Da análise da parcela da capacidade de carga relativa a cada segmento da estaca parcialmente embutida em maciço rochoso, a partir de métodos empíricos e semi-empíricos, observa-se que:

- a) Quanto ao trecho da estaca em contato com o solo, o método de Aoki-Velloso (1975) forneceu os menores resultados para a capacidade de carga lateral. Por outro lado, o método de Cabral (1986) forneceu as maiores estimativas, exceto para a estaca executada um subsolo mais desfavorável, estaca E110. Além disso, os métodos de Décourt-Quaresma (1978; 1996) e Cabral (1986) apresentaram, de modo geral, resultados mais aproximados.
- b) Da análise conjunta dos valores obtidos para a capacidade de carga, provenientes do trecho lateral embutido em maciço rochoso, verifica-se que os métodos aplicados forneceram diferentes estimativas para a mesma estaca. Os métodos de Rosemberg e Journeaux (1976)

e Rowe e Armitage (1987) apresentaram os resultados mais destoantes da média encontrada pelos demais métodos.

- c) Com relação a parcela da capacidade de carga obtida pela ponta da estaca, observa-se que os valores encontrados foram menores que a parcela proveniente do trecho lateral embutido no maciço rochoso.

Entretanto, a resistência de ponta das estacas obtida pela aplicação do método de Cabral e Antunes (2000), representa uma parcela de 33% a 62% da capacidade de carga.

Adicionalmente, os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) forneceram as estimativas mais conservadoras, em relação aos demais métodos.

Da análise da carga de ruptura a partir das curvas de carga-recalque, chegou-se as seguintes conclusões:

- a) O método de Van Der Veen (1953) pôde ser aplicado em todas as curvas de carga-recalque para a extrapolação da carga de ruptura, apesar dos carregamentos impostos nas provas de carga não terem fornecido recalques consideráveis.
- b) Os métodos de Terzaghi (1943), Davisson (1972) e ABNT (2010) só puderam ser aplicados nas curvas extrapoladas a partir do método de Van Der Veen (1953), uma vez que, os deslocamentos encontrados nos ensaios foram mínimos.
- c) O método de Chin-Kondner (1970;1971) e o método de Décourt (1996) também foram utilizados para estimativa da carga de ruptura, apesar das curvas obtidas apresentarem um comportamento diferenciado. Ambos forneceram estimativas superiores à carga de ruptura estimada através do método de Van Der Veen (1953), com uma diferença entre +3% a +30%.
- d) Para o carregamento imposto na prova de carga, os recalques obtidos foram governados principalmente pela rigidez da estaca como elemento estrutural e pela camada de solo. Dessa forma, é esperado que a resistência de ponta não tenha sido desenvolvida.

Com relação a análise da melhor composição para a determinação da capacidade de carga das estacas estudadas, observou-se que:

- a) Dentre os métodos utilizados neste trabalho para a avaliação apenas da resistência lateral do embutimento no maciço rochoso, para o cálculo da capacidade de carga das estacas,

os métodos de Horvath (1978) e Meigh e Wolski (1979) apresentaram boas estimativas em relação a carga de ruptura das estacas E25, E100

Os demais métodos apresentaram valores de capacidade de carga muito superiores a carga de ruptura para todas as estacas.

- b) O método de Hovarth (1978) quando associado aos métodos de Décourt-Quaresma (1978;1996), Aoki-Velloso (1975) e Cabral (1986), resultou em valores de capacidade de carga razoavelmente próximos da carga de ruptura das estacas E25, E100 e E110, com diferenças percentuais de -32% a + 26%.
- c) A capacidade de carga obtida pela aplicação do método de Espanha (2011) e pela consideração da resistência lateral do trecho em solo, proporcionou resultados com uma diferença percentual em relação a carga de ruptura de -7 a -16%, para as estacas E25 e E100. Com relação à estaca E110, essa composição resultou em valores mais conservadores, com -31% a -21% em relação a carga de ruptura.
- d) Com relação a associação do método de Cabral e Antunes (2000) aos métodos de Décourt-Quaresma (1970;1971), Aoki-Velloso (1975) e Cabral (1986), foi verificado que em todas as estacas, os valores de capacidade de carga foram muito inferiores a carga de ruptura das estacas.
- e) Os métodos de Cabral e Antunes (2000) e Espanha (2011) apresentaram os melhores resultados, quando é considerada a contribuição da resistência lateral proveniente do trecho em solo.
- f) A aplicação dos métodos que apresentam estimativas para a capacidade de carga das estacas, a partir de correlações com a resistência à compressão da rocha, devem ser utilizados com cautela, uma vez que, as condições de alteração e fraturamento do maciço rochoso influenciam de forma considerável a carga suportada pelas estacas. Como exemplo, tem-se a estaca E110, que a partir desses métodos obteve estimativas de capacidade de carga muito superiores a carga de ruptura proveniente da interpretação da prova de carga.
- g) Os métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Rowe e Armitage (1987) e Zhang e Einstein (1998) não forneceram estimativas razoáveis, para as estacas estudadas, em comparação com os demais métodos. Uma possível explicação é o fato desses métodos terem sido desenvolvidos, em sua grande maioria, para brandas sedimentares, o que difere das condições do maciço rochoso presente nesse trabalho.

8.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com o objetivo de aprofundar os conhecimentos aqui expostos, o presente trabalho sugere que:

- Durante os ensaios de resistência à compressão simples, sejam determinados os parâmetros de deformabilidade dos corpos de prova;
- Para garantir maior confiabilidade nos resultados é indicado que a classificação do maciço rochoso pelo sistema RMR, seja feita por setores e através da descrição de pelo menos dois testemunhos de sondagem em cada setor;
- Realizar ensaios específicos para determinação da condição de água no maciço rochoso e comparar os resultados obtidos com a relação proposta por Bieniawski (1989), sobre a relação entre a pressão da água e tensão principal máxima no maciço;
- Ampliar a análise sobre a estimativa da capacidade de carga das estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso, através de um maior número de provas de carga. E analisar a possibilidade de serem consideradas as contribuições do fuste em solo e da ponta da estaca na capacidade de carga, de acordo com os métodos apresentados;
- Aplicação do Método das Duas Retas, proposto por Massad (1993), para separação da contribuição das camadas de solo e de maciço rochoso, no atrito lateral. A partir desses valores fazer uma comparação com a capacidade de carga lateral de cada trecho da estaca, obtida pelos métodos empíricos e semi-empíricos neste trabalho.

REFERENCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice-contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio através de provas de carga instrumentadas em Profundidade.** 2001. Tese (Doutorado em Estruturas e Fundações) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

ALMEIDA F.F.M, HASUI Y, BRITO NEVES BB & FUCK R. A. **Províncias estruturais brasileiras.** SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO NORDESTE, 2. 1977. Anais. Campina Grande, PB, 242-258.

American Society for Testing and Materials. ASTM standard D4543: Standard Practices for Preparing Rock Core Specimens and Determining Dimensional and Shape Tolerances. West Conshohocken, Pa. v. 04.08, p.5, 2001.

AOKI, N. e VELLOSO, D. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles.** PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires. 1975. Vol. 1, p. 367-376.

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de Carga de Estacas Isoladas.** Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, pp. 44, 1976.

ASSIS, A.P. (2003). Mecânica e engenharia de rochas. Curso avançado. Publicação: G.APAA002/ 03. Universidade de Brasília – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / FT – Geotecnia.

ASSIS, H. M. B. **Estudo dos Beach Rocks do Litoral Sul de Pernambuco com base em Evidências Petrográficas e Isotópicas.** 1990. 1v. Dissertação (mestrado em geociências) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Pernambuco. Recife.

Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. ABEF: Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos. Editora PINI, 2ª edição, 2012.

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. ABGE: Geologia de Engenharia - Caracterização e Classificação dos Maciços Rochosos, São Paulo, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 2001.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6502: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12766: Rochas para revestimento – Determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção d'água aparente. Rio de Janeiro, 1992.

AZEVEDO, I.C.D.; MARQUES, E.A.G. Introdução à Mecânica das Rochas. Ed. UFV, 2002. 361 p

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Wien, 6, (4) : 189 – 236, 1974.

BIENIAWSKI, Z. T. (1988). The rock mass rating (RMR) system (geomechanics classification) in engineering practice. KIRKALDIE, L. *Rock classification systems for engineering purposes*, Philadelphia. ASTM STP 984. P. 17-34.

BIENIAWSKI, Z.T. *Engineering Rock Mass Classifications*. New York, USA: John Wiley & Sons, 1989.251 p.

BRASFOND Fundações especiais S.A. (2006). *Estacas Raiz*, catálogo, 36p.

BRITO, J. L. W. *Fundações do edifício*. São Paulo, EPUSP, 1987.

CABRAL, D. A. **O uso da estaca raiz como fundação de obras normais**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8. 1986, Porto Alegre. *Anais*: ABMS, 1986. v. 6, p. 71-82.

CABRAL, D. A., E ANTUNES, W. R. **Sugestão para determinação da capacidade de carga de estacas escavadas embutidas em rocha**, Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 4. São Paulo. 2010.

CANELLO, V. A. **Estudo baseado na interpolação 3D dos valores de RQD: Barragem de Itaipu**. 2011. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia São Carlos, São Paulo.

CARTER, J., & KULHAWY, F. (1988). Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock. Report EL-5918. Palo Alto: Electric Power Research Institute.

CASTRO, C.; JATOBÁ, L. – *Litosfera – Minerais, Rochas, Relevo* - Editora Universitária da UFPE, Recife, 2004.

CHELLIS, R. D., (1961). *Pile Foundation*. McGraw-Hill Book Company, pp.01-43 e 559 – 567.

CHIN, F. K. **Discussion: Pile testes. Arkansas River Project**, JSMFD, ASCE, v. 97, n. SM7, Pag. 930-932, 1970.

CHIN, F. K. **Discussion of pile test. Arkansas River Preoject.** Journal for soil mechanics and foundation engineering, ASCE, vol. 97, SM 6, pp.930-932. 1971.

CHIOSSI, N. (2013). Geologia de Engenharia. São Paulo: Oficina de Textos.

CHRISTOFOLLETTI, C. **Correlação entre as classificações geomecânicas RMR e Q e sua relevância geológica.** 2014. Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo.

CINTRA, J.C.A., AOKI, N., TSUHA, C.H.C., GIACHETI, H.L., **Fundações – Ensaios estáticos e dinâmicos.** 2013, 1 ed. São Paulo, Oficina de textos.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações Por Estacas: Projeto Geotécnico,** 2010. 1. ed. Oficina de Textos Ltda. São Paulo.

COSTA, C. A. **Estudos numéricos de estacas em rochas brandas.** 2005. Tese (Mestrado) UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro.

COUTINHO, R. Q., Geotechnical interpretative report, 2008. Technical Report III (Version 2) – February, Recife.

_____, Program and specifications for (additional) site investigation and laboratory tests. Project, 2008. Technical Report I, Recife.

_____, Foundation Recommendations Report – General (ISBL+OSBL) 2008. Technical Report II (Rev 1) June, Recife.

_____, Relatório técnico das provas de carga, 2009, Recife.

CABRAL, D. A. **O uso de estacas raiz como fundação de obras normais.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986., v.6, p.71-82. Porto Alegre/RS.

DAVISSON, M. T. **High capacity piles.** Proceedings, lecture Series. Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois, 1972. Section, p. 52.

DÉCOURT, L. Análise de Fundações Profundas: Estacas. 1996. In: Fundações: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds), Ed. Pini Ltda., São Paulo, Cap. 8.1, p.265-301.

DÉCOURT, L., & Quaresma, A. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT.** Proc. of VI COBRAMSEG, (pp. 45-53). Rio de Janeiro, 1978.

DEERE, D.U.; HENDRON, A.J.; PATTON, F.D.; CORDING, E.J. **Design of surface and near surface construction in rock.** In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. rock mech. 1967, (ed. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs.

Departamento Estadual de Infraestrutura de Santa Catarina - DEINFRA-SC. **Instruções normativas para execução de sondagens**. Santa Catarina, 1994.

Departamento the Army, U.S. - Army Corps of Engineers. **Engineering and Design Rock Foundations**. Washington, DC 20314-1000, 1994.

ESPAÑA (2011) Guía de cimentaciones en obras de carretera. 3 ed. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, p.304.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Drilled Shafts: Construction Procedures and LFRD Design Methods**. New York: National Highway Institute. NHI Course 132014, Report No. FHWA NHI-10-016. Paginação Irregular. 2010.

FRANÇA, D., C. **Provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. dissertação (mestrado), Universidade de São Paulo, São Paulo.

FUNDESP (2009) – Fundações, indústria e comércio S/A. Estacas Raiz, catálogo, 30p.

GANDOLFO, O. C. B. **Um estudo do imageamento geolétrico na investigação rasa**. 2007. Tese (doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia da Universidade de São Paulo. São Paulo.

GANNON, J., MASTERTON, G., WALLACE, W., & WOOD, D. (1999). Piled foundation in weak rock. London: Ciria.

GILL, R. – Rochas e Processos Ígneos – um guia prático – Faculdade Royal Holloway Universidade de Londres – Bookman, 2014.

GONÇALVES, J. A. G. F. **Estabilidade de fundações e taludes em maciços rochosos**. 2013. Dissertação (mestrado) – Universidade Nova Lisboa. Lisboa.

GOODMAN, R. E., 1989, Introduction to Rock Mechanics, 2 ed. New York, John Wiley & Sons.

GROTZINGER, JOHN – Para Entender a Terra – 6 ed. – Porto Alegre – Bookman, 2013.

GUERRA, S. M. S. **Cartografia geológico-geotécnica de áreas costeiras: o exemplo de Suape – PE**. 1998. Tese (doutorado) - Instituto de geociências e ciências exatas da universidade Estadual Paulista – Campus Rio Claro.

HENRIQUE, H. M., **Mapa de risco a deslizamento e erosão do bairro de Rurópolis, município de Ipojuca-PE**. 2014. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife.

HOEK, E. (2007) Practical Rock Engineering. Disponível em: http://ecomo.users.uth.gr/web_emil/Tun/Practical_Rock_Engineering.pdf, acesso 29/07/16. 47p.

HOEK, E. (1994). Strength of Rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2, 4-16.

HOEK, E. & Londe, P. (1974). *The Design of Rock Slopes and Foundations*. General report for Third Congress of the International Society for Rock Mechanics.

HOVARTH, R. (1978). Field Load test data on concrete-to-rock bond strenght for drilled pier foundations. Publication 78-07. Toronto: univ. of Toronto.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. - *Engineering Rock Mechanics: an introduction to the principles* – 1ªed, Pergamon.1997.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS – ISRM. The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay, R. & Hudson, J.A. (eds.), suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, ISRM. Ankara, Turkey. 628 p, 2007.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. Rock characterization testing & monitoring – ISRM suggested methods. London: Ed. E. T. Brown, Pergamon AZEVEDO, I.C.D.; MARQUES, E.A.G. **Introdução à Mecânica das Rochas**. Ed. UFV, 2001. 361 p

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS – ISRM. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics Science and Geomechanics*. Abstract. v.15p. 319-368, 1978.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS - IPT. Estudos geológico-geotécnicos para caracterização e classificação de maciços rochosos para projetos de engenharia (túneis, lava a céu aberto e barragens). São Paulo. (IPT – Relatório, 19569). 1984.

JAQUES, D. S., REZENDE. K. S., MARQUES, E. A. G. – **Correlação entre os sistemas RMR e Q em maciços rochosos da mina de Volta Grande, sudeste do Brasil**. CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA AMBIENTAL,15, 2015.

JOHNSTON, I.W., LAM, T.S.K., 1989, “Shear Behavior of Regular Triangular Concrete/Rock Joints–Analysis”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 5, pp.711–727.

JOPPERT, J. L. (2007). **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: Pini.

JUVÊNCIO, E. L. **Avaliação do Comportamento de Estacas Parcialmente Embutidas em Rocha Gnáissica**. 2015, Tese (Doutorado) UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro.

LIMA, A. A; Schuster, H.D.M. – **Descrição geotécnica de testemunhos de sondagem usando o sistema RMR de classificação geomecânica** – AMBIENTE MINERAL – Revista de Mineração e Meio ambiente, 2011, volume 2, nº 1, ISSN 2179-6203.

LIMA FILHO, M. (Org.). **Mapa geológico das folhas Ipojuca/Ponta da Gambôa e Sirinhaém – Escala 1:25.000**. 1996. Recife: LAGESE. 53p.

MALAFAIA, A. L. **Estudo de sistemas de classificação dos maciços rochosos da UHE Batalha**. 2007. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

MARINOS P.; MARINOS V.; HOEK, E. The Geological Strength Index: applications and limitations. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, Verlag, v. 64, n. 1, p. 55-65, Feb. 2005.

MELO, M. M. **Caracterização e compartimentação geológica e geomecânica de maciço basáltico heterogêneo, aplicados a engenharia**. 2010. Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo.

MILITITSKI, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.. **Patologia das fundações**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2ª ed. 2015.

MOREIRA, C. A., Dourado, J. C., Santos, K., **Geofísica aplicada no estudo de área de lançamento de efluentes de tratamento de esgoto**, São Paulo, UNESP, Geociências, v. 26, n. 1, p. 17-25, 2007.

MUSARRA, M. D. **Análise de comportamento de estacas embutidas em rocha**. 2014. Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo.

NETO, L. R. **Avaliação de desempenho de fundações profundas**. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 3 – GEOSUL. 2002 – Joinville, Santa Catarina.

NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR: aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande, Rio Grande do Sul**. 2009. 111 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - São Paulo.

NUNES, A. L. L. S.; CASTILHOS, C. M.; SCHNAID, F. **Estimativa da resistência lateral de estacas embutidas em arenito Botucatu no RS**. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 3, GEOSUL 2002 – Joinville, Santa Catarina, 2002.

O'NEILL, M.W.; REESE, L.C., (1988). *Drilled Shafts: Construction and Design*, FHWA, Publication No. HI-88-042.

OLIVEIRA, P. E. S. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife**. 2013. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco – Recife.

OSTERBERG, J. O., GILL, S. A., **Load Transfer Mechanisms for piers socketed**. In: **HARD SOILS OR ROCK**. Proceedings of Canadian Symposium on Rock Mechanics, 9th, 1973, pp.235-62, Montreal, ON, Canada, Dec.

OSTERBERG, J., **Side Shear and End Bearing in Drilled Shafts**. In: PROCEEDINGS OF SESSIONS OF GEO DENVER, 2000 - New technological and design developments in deep foundations, pp. 72-79, Denver, Colorado, Aug.

PELLS, P.J.N., ROWE, R.K., TURNER, R.M. **An Experimental Investigation into Side Shear for Socketed Piles in Sandstone**, In: PROCEEDINGS, INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FOUNDATIONS ON ROCK, 1980, v.1, pp. 291-302. Sydney, Austrália.

PFALTZGRAFF, P.A.S. **Carta geotécnica e de suscetibilidade a processos geológicos do município de Ipojuca/Pernambuco**. Recife: CPRM/FIDEM, 1998.

PINHO, A. B. **Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência: o flysch do baixo Alentejo**. 2003. 272 f. Tese (Doutorado em Geologia) – Universidade de Évora, Évora - Portugal.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H.. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley and Sons, 1980. 397 p. (Series in geotechnical Engineering).

ROWE, R.K. ARMITAGE, H.H., **A design method for drilled piers in soft rock**, Canadian Geotechnical Journal, 1987, v. 24, n.1, pp.126–142.

ROWE, R.K., ARMITAGE, H. H. **The design of piles socketed into weak rock**. In: Report GEOT-11-84, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, 1984.

SANTOS, E. J. **O complexo granítico Lagoa das Pedras: acreção e colisão na região de floresta, Província Borborema**. 1995. 219 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

SILVA, F. A. **Protótipo para o monitoramento de sondas rotativas e aplicação na prospecção geológico-geotécnica**. 2001. Tese (doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

SILVA, M. D. **Caracterização Geotécnica do Maciço Rochoso e Fundações em Estacas Embutidas em Rochas**. 2013. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife.

SZABÓ, G. A. J.; Babinski, M.; Teixeira, W. 2000. Rochas ígneas. In: Teixeira, W.; Fairchild, T.R.; Toledo, M.C; Tailoli, F. ed. **Decifrando a Terra**. São Paulo, Oficina de Textos. p.328-358.

THOMPSON, W. R., **Axial capacity of drilled shafts socketed into soft rock**. 1994. Tese (mestrado). Auburn University. Alabama.

VALLEJO, L; FERRER, M; ORTUÑO, L; OTEO, C. **Ingeniería Geológica**. Pearson Prentice Hall, Madrid. 2002.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. *Proceedings...* Zurich: ICOSOMEF, 1953. v. 2. p. 84-90.

VELLOSO, D. A. e Lopes, F. R. **Fundações.** 2001, COPPE-UFRJ, Vol. 2. Rio de Janeiro.

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. **Fundações.** 2010, Editora Oficina de Textos, Vol 2, São Paulo.

VELLOSO, P.P.C, 1987, Fundações – Aspectos Geotécnicos Vol. 2 e 3. 5 ed., Publicação do Depto. de Engenharia Civil, PUC/RJ.

ZAPATA, G. J. G. **Caracterização geomecânica de maciços rochosos intemperizados.** 2011. xxiv, 186 f., il. Dissertação (Mestrado de Geotecnia) — Universidade de Brasília, Brasília.

ZIGANO, A. C. **Modelamento geomecânico para o dimensionamento de pilares de carvão.** 2002. Dissertação (mestrado) – Programa de pós-graduação em engenharia de Minas, metalúrgica e de Materiais – PPGEM/ UFRGS. Porto Alegre.

APÊNDICE

Quadros com a distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para cada setor da PetroquímicaSuape.

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor A1.

Setor A1 (SM-01)		Trechos (m)			
Parâmetros		1,60 - 2,60	2,60 - 4,15	4,15 - 4,75	4,75 - 5,40
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		67,76	44,86	84,27	79,75
Peso		7	4	7	7
2 - RQD		100%	100%	100%	95%
Peso		20	20	20	20
3 - Espaçamento das descontinuidades		> 100 cm	> 100 cm	20 cm a 100 cm	> 100 cm
Peso		15	15	10	15
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência	0	0	0	0
	Abertura	0	0	0	0
	Rugosidade	0	5	5	5
	Preenchimento	0	6	6	6
	Grau de alteração	5	5	5	5
Peso		5	16	16	16
5 - Condições da água subterrânea		úmido	água intersticial	água intersticial	água intersticial
Peso		7	10	10	10
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades		moderado	moderado	moderado	moderado
Penalização		-7	-7	-7	-7
Somatório dos pesos		32	43	46	46
RMR médio do maciço		42			
Classe do maciço rochoso		III			

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor A2.

Setor A2 (SM 02)		Trechos (m)			
Parâmetros		5,50 - 6,20	6,20 - 7,70	7,0 - 9,20	9,20 - 10,70
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		92,58	109,97	109,97	109,97
Peso		7	12	12	12
2 - RQD		14%	44%	52%	69%
Peso		3	8	13	13
3 - Espaçamento das descontinuidades		< 60mm	< 60mm	20 cm a 100cm	16 cm a 10cm
Peso		5	5	10	8
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência	0	0	0	0
	Abertura	0	0	0	0
	Rugosidade	0	0	3	3
	preenchimento	0	0	6	6
	Grau de alteração	0	3	3	3
Peso		0	3	12	12
5 - Condições da água subterrânea		gotejamento	gotejamento	úmido	úmido
Peso		4	4	7	7
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades para fundações		moderado	moderado	moderado	moderado
Penalização		-7	-7	-7	-7
Somatório dos pesos		12	25	47	45
RMR médio do maciço		32			
Classe do maciço		IV			

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor B.

Setor B (SM-06)		Trechos (m)		
Parâmetros		6,70 - 8,00	8,00 - 9,50	9,50 - 11,00
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		54	54	54
Peso		7	7	7
2 - RQD		42%	27%	0%
Peso		8	8	
3 - Espaçamento das descontinuidades		20 cm a 100cm	20 cm a 100cm	< 60mm
Peso		10	10	5
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência	0	0	0
	Abertura	0	0	0
	Rugosidade	0	0	0
	preenchimento	6	6	0
	Grau de alteração	1	1	0
Peso		7	7	0
5 - Condições da água subterrânea		gotejamento	gotejamento	gotejamento
Peso		4	4	4
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades		moderado	moderado	moderado
Penalização		-7	-7	-7
Somatório dos pesos		29	29	9
RMR médio do maciço rochoso		22		
Classe do maciço rochoso		IV		

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor C1.

Setor C1 (SM-07)		Trechos (m)	
Parâmetros		14,15 - 16,55	16,55 - 23,05
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		30	53
Peso		4	7
2 - RQD		12%	0%
Peso		3	3
3 - Espaçamento das descontinuidades		< 60mm	< 60mm
Peso		5	5
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência	0	0
	Abertura	0	0
	Rugosidade	0	3
	preenchimento	0	6
	Grau de alteração	0	0
Peso		0	9
5 - Condições da água subterrânea		Compl. Seco	Compl. Seco
Peso		15	15
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades		moderado	moderado
Penalização		-7	-7
Somatório dos pesos		27	39
RMR médio do maciço rochoso		33	
Classe do maciço rochoso		IV	

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor C2.

Setor C2 (SM-12)		Trechos (m)							
Parâmetros		4,5 - 5,5	5,5 - 10,5	10,5 - 12,0	12,0 - 14,0	14,0 - 15,0	15,0 - 16,0	16,0 - 20,5	
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		54	54	54	54	54	54	54	
Peso		7	7	7	7	7	7	7	
2 - RQD		34%	9%	0%	46,50%	15,00%	0%	0%	
Peso		8	3	3	8	3	3	3	
3 - Espaçamento das descontinuidades		20 cm a 100 cm	< 60mm						
Peso		10	5	5	5	5	5	5	
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência	0	0	0	0	0	0	0	
	Abertura	0	0	0	0	0	0	0	
	Rugosidade	0	0	0	0	0	0	0	
	preenchimento	6	0	6	0	6	6	0	
	Grau de alteração	1	1	0	0	0	1	0	
Peso		7	1	6	0	6	7	0	
5 - Condições da água subterrânea		compl. seco	compl. seco	compl. seco	compl. seco	compl. seco	compl. seco	compl. seco	
Peso		15	15	15	15	15	15	15	
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades		moderado	moderado	moderado	moderado	moderado	moderado	moderado	
Penalização		-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7	
Somatório dos pesos		40	24	29	28	29	30	23	
RMR médio do maciço rochoso		29							
Classe do maciço rochoso		IV							

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor D.

Setor D (SM-09)		Trechos (m)			
Parâmetros		2,95 - 4,15	4,15 - 4,96	4,96 - 6,56	6,56 - 7,26
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		30,73	64,8	54,01	57,2
Peso		4	7	7	7
2 - RQD		16%	65%	82,50%	92,80%
Peso		3	13	17	20
3 - Espaçamento das descontinuidades		20 cm - 100 cm	20 cm - 100 cm	20 cm - 100 cm	< 100 cm
Peso		10	10	10	15
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência	0	0	0	0
	Abertura	0	0	0	0
	Rugosidade	3	3	3	5
	preenchimento	6	6	6	6
	Grau de alteração	3	5	5	5
Peso		12	14	14	16
5 - Condições da água subterrânea		gotejamento	gotejamento	úmido	úmido
Peso		4	4	7	7
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades		moderado	moderado	moderado	moderado
Penalização		-7	-7	-7	-7
Somatório dos pesos		26	41	48	58
RMR médio do maciço rochoso		43			
Classe do maciço rochoso		III			

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor E.

Setor E (SM-19)		Trechos (m)					
Parâmetros		3,53 - 4,33	4,33 - 5,33	5,33 - 5,93	5,93 - 6,93	6,93 - 7,93	7,93 - 8,63
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		66	66	66	66	66	66
Peso		7	7	7	7	7	7
2 - RQD		85%	100%	98%	60,00%	78,00%	87%
Peso		17	20	20	13	17	17
3 - Espaçamento das descontinuidades		< 100 cm	< 100 cm	< 100 cm	20 cm a 100 cm	20 cm a 100 cm	20 cm a 100 cm
Peso		15	15	15	10	10	10
4 - Classificação das descontinuidades	Persistência	0	0	0	0	0	0
	Abertura	0	0	0	0	0	0
	Rugosidade	3	0	0	3	3	3
	Preenchimento	6	0	0	4	4	6
	Grau de alteração	5	6	6	5	5	6
Peso		14	6	6	12	12	15
5 - Condições da água subterrânea		comp. seco					
Peso		15	15	15	15	15	15
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades		moderado	moderado	moderado	moderado	moderado	moderado
Penalização		-7	-7	-7	-7	-7	-7
Somatório dos pesos		61	56	56	50	54	57
RMR médio do maciço rochoso		56					
Classe do maciço rochoso		III					

Distribuição dos pesos referentes ao sistema RMR, para o setor G.

Setor G (SM-29)		Trechos (m)			
Parâmetros		23,85 - 24,45	24,45 - 25,95	25,95 - 27,50	27,50 - 29,10
1 - Resistência à compressão simples (MPa)		46	46	46	46
Peso		4	4	4	4
2 - RQD					
		12%	12%	12%	62,00%
Peso		3	3	3	17
3 - Espaçamento das descontinuidades					
		16 cm a 10 cm	16 cm a 10 cm	20 cm a 100 cm	20 cm a 100 cm
Peso		8	8	10	10
4 - Classificação das descontinuidades					
	Persistência	0	0	0	0
	Abertura	0	0	0	0
	Rugosidade	3	3	3	3
	Preenchimento	4	6	4	4
	Grau de alteração	0	1	3	3
Peso		7	10	10	10
5 - Condições da água subterrânea					
		comp. seco	comp. seco	comp. seco	comp. seco
Peso		15	15	15	15
6 - Ajuste devido a orientação das descontinuidades					
		moderado	moderado	moderado	moderado
Penalização		-7	-7	-7	-7
Somatório dos pesos		30	33	35	49
RMR médio do maciço rochoso		36			
Classe do maciço rochoso		IV			