



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

RICARDO SIMPLÍCIO RODRIGUES DE LIMA

**ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS NÃO
CONVENCIONAIS DO PROJETO TRANSPOSIÇÃO DO RIO SÃO
FRANCISCO - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO EBV-3**

Recife

2017

RICARDO SIMPLÍCIO RODRIGUES DE LIMA

**ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS NÃO
CONVENCIONAIS DO PROJETO TRANSPOSIÇÃO DO RIO SÃO
FRANCISCO - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO EBV-3**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2017

Catálogo na fonte
Bibliotecário Gabriel Luz, CRB-4 / 2222

L732e Lima, Ricardo Simplício Rodrigues de.
Estudo sobre os parâmetros geotécnicos de solos não convencionais do projeto transposição do rio São Francisco - estação de bombeamento EBV-3 / Ricardo Simplício Rodrigues de Lima – Recife, 2017.
239 f.: figs., 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 anexos.

1. Engenharia Civil. 2. Investigação de subsolo. 3. Solos compactados. 4. Solos expansivos. 5. Escavações. 6. Estações de bombeamento. 7. Conglomerados. 8. Argilitos. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG / 2020-186

RICARDO SIMPLÍCIO RODRIGUES DE LIMA

**ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS NÃO
CONVENCIONAIS DO PROJETO TRANSPOSIÇÃO DO RIO SÃO
FRANCISCO - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO EBV-3**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 31 / 07 / 2017.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho (Orientador)

Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior (Examinador externo)

Universidade Federal do Rio Grande do Norte

Prof. Dr. João Barbosa de Souza Neto (Examinador interno)

Universidade Federal de Pernambuco

Dedico este trabalho à Maria Izabel, minha mãe.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Consórcio TECHNE-PROJETEC-BRLI, por possibilitar o acesso aos dados internos do projeto básico e executivo do PISF.

Agradeço também ao Professor e Orientador Roberto Quental Coutinho, pela consideração com minha pessoa, diante de tantos contratempos presentes durante esta fase da minha vida.

RESUMO

Este trabalho analisa os parâmetros geotécnicos referentes ao projeto de escavação e aterro da Estação de Bombeamento 3, EBV-3, no tocante à estabilidade da fundação e aos taludes da escavação, localizados no município de Floresta - PE e componente do Eixo Leste do Projeto de Transposição do Rio São Francisco. Esta estação de bombeamento situa-se na região limítrofe da Bacia Sedimentar do Jatobá, na qual encontra-se diversos tipos de rochas detríticas, em especial conglomerados, arenitos, folhelhos, siltitos e argilitos. No sítio de escavação da EBV-3 encontra-se conglomerados com intercalações de argilito, este com características expansivas e que levaram à modificação significativa do projeto de fundação, já durante a fase de obra. Diante de poucos dados referentes a parâmetros geotécnicos, assim como a urgência em que se encontrava-se a obra, a solução encontrada para a estabilização da EBV-3 foi a substituição da rocha expansiva com o incremento de um volume significativo de concreto compactado a rolo, CCR, a fim de conter as possíveis variações de volume e conseqüentemente os efeitos significativos sobre a Estação. Esta dissertação se detém em apresentar uma análise dos parâmetros geotécnicos obtidos das investigações, principalmente aquelas de laboratório, realizadas no Projeto Básico e Executivo, considerando às diferentes versões do Projeto. Dada da necessidade de volumes de terra para execução de aterros, lançou-se mão do uso do subsolo conglomerático em processo de litificação, para tal, diversos ensaios de caracterização e obtenção de parâmetros foram realizados. Avaliando as pressões de expansão presentes no solo foi verificado que possíveis medidas preventivas contra os efeitos da expansão na seção do canal poderiam ser tomadas. Com base em uma análise de estabilidade de taludes, constatou-se também divergências com as definições de parâmetros de resistência dos solos para os taludes escavados.

Palavras-chave: Investigação de subsolo. Solos compactados. Solos expansivos. Escavações. Estações de bombeamento. Conglomerados. Argilitos.

ABSTRACT

This work analyzes the geotechnical parameters related to the excavation and landfill project of the Pumping Station 3, EBV-3, regarding the stability of the foundation and excavation slopes, located in the municipality of Floresta-PE and component of the East Axis of the Transposition of the São Francisco River. This pumping station is located in the border region of the Jatobá Sedimentary Basin, in which several types of detrital rocks are found, especially conglomerates, sandstones, shales, siltstones and mudstones. In the excavation site of EBV-3, there are conglomerates with intercalations of claystone, this one with expansive characteristics and that led to the significant modification of the foundation project, already during the construction phase. In view of the low data on geotechnical parameters, as well as the urgency of the work, the solution found for the stabilization of EBV-3 was the replacement of the expansive rock with the increase of a significant volume of compacted roll, CCR in order to contain the possible volume variations and consequently the significant effects on the Station. This dissertation presents an analysis of the geotechnical parameters obtained from the investigations, mainly those of the laboratory, carried out in the Basic and Executive Project, considering the different versions of the Project. Due to the need for land volumes for embankments, the use of the conglomerate subsoil in the lithification process was used, several characterization tests and parameters were obtained. Evaluating the expansion pressures present in the soil, it was verified that possible preventive measures against the effects of the expansion in the section of the canal could be taken. Based on a slope stability analysis, there were also differences with the definitions of soil resistance parameters for excavated slopes.

Keywords: Underground research. Compacted soils. Expansive soil. Excavations. Pumping stations. Conglomerates. Claystone.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	(a) Fronteiras entre a diagênese processos subaquáticos, intemperismo e metamorfismo. (b) Finites e sucessões em que ocorrem processos envolvidos no intemperismo, diagênese e metamorfismo.	27
Figura 2 -	Ilustração dos principais processos diagenéticos: compactação e cimentação.	28
Figura 3 -	Diagrama triangular de classificação geral das rochas sedimentares..	29
Figura 4 -	Tipos de Rochas Dentríticas (clásticas): (a) Conglomerado; (b) Arenito; (c) Folhelho; (d) Argilito; (e) Siltito.	32
Figura 5 -	Localização dos diversos tipos de arenitos.	33
Figura 6 -	Exemplos de padrões de distribuição granulométrica de conglomerados: (a) Bimodal – bem selecionado, suportado pelos grãos matriz (em depósito modernos são constituídos predominantemente de seixo e areia); (b) Polimodal – suportado pelos grãos matriz mal selecionado; (c) Polimodal – suportado pela matriz.....	34
Figura 7 -	Exemplos de padrões de orientações espaciais de seixos e cascalhos e conglomerados: (A) Eixo maior longitudinal à corrente em planta; (B) Eixo maior transversal à corrente; (C) sem orientação.	35
Figura 8 -	Exemplos de padrões de estratificação de conglomerados com matrizes arenosas: (a) Horizontal com ou sem estratificação gradacional; (b) Cruzada com ou sem estratificação; (c) Maciça ou sem qualquer estratificação.	35
Figura 9 -	Camadas com e sem estratificação gradacionais: (a) Gradação Normal; (b) Gradação Inversa; (c) Sem Gradação.	36
Figura 10 -	Folhelho Carbonoso exibindo fissilidade da Bacia do Paraná.	39
Figura 11 -	Uma classificação e evolução dos folhelhos e das rochas lutáceas. ..	39
Figura 12 -	Influência da escala na avaliação da homogeneidade, isotropia, e continuidade dos maciços rochosos.	40

Figura 13 -	Mudança de composição dos sedimentos argiloso e formação de minerais durante a diagênese em estágios de soterramento raso e profundo.	44
Figura 14 -	Influência do grau de alteração/coerência na resistência da rocha. ...	48
Figura 15 -	Perfis de Rugosidade.	48
Figura 16 -	Equipamento do ensaio de perda d'água.	49
Figura 17 -	Gráfico do fator F para determinação da permeabilidade.....	52
Figura 18 -	(a) Posicionamento de macacos gigantes para o ensaio de deformabilidade. (b) Macaco plano para grandes áreas.	53
Figura 19 -	Gráfico de Tensão de Deformação.....	53
Figura 20 -	Detalhes do Dilatômetro (Tipo BHD).....	53
Figura 21 -	(a) Dilatômetro (BHD) em campo. (b) Equipamento de leitura.	54
Figura 22 -	Curvas $\sigma \times \tau$ e tal em um ensaio de dilatômetro.	54
Figura 23 -	Classificação de Rochas com base em ensaios de compressão.	55
Figura 24 -	Esquema de Ensaio de Compressão.	56
Figura 25 -	Ensaio de Compressão Pontual: Esquema de realização (a); Relações entre os diâmetros e comprimento da Amostra (b); Relação entre o Diâmetro da amostra e o I_s (c); Equipamento de Ensaio.	57
Figura 26 -	Esquema do Ensaio do cisalhamento não confinado.	57
Figura 27 -	(a) Esquema do Ensaio Triaxial (HACHICH, FALCONI, et al., 1998); (b) Gráfico Típico $\tau \times \sigma$ de Rochas.	59
Figura 28 -	Esquema do Ensaio de Tração: Direto (a); Indireto (b) (COSTA, 2012).	59
Figura 29 -	Esquema do Ensaio de Flexão.	60
Figura 30 -	Relação entre o ensaio de durabilidade de um ciclo, como percentual de perda e a tangente do Módulo de Resistência.	62
Figura 31 -	Relação entre vão livre e tempo de autossustentação.	65
Figura 32 -	Definição de rocha branda	70
Figura 33 -	Comparação entre algumas das principais classificações de materiais rochoso quanto a resistência à compressão uniaxial.	70
Figura 34 -	Características de compressibilidade para diversos materiais geológicos.	72
Figura 35 -	Características de resistência para diversos materiais geológicos.	74

Figura 36 -	Espectro geotécnico contínuo dos materiais geológicos.	74
Figura 37 -	Esquema dos processos de formação das rochas brandas.	75
Figura 38 -	Perfis de alteração típicos em maciços rochosos: (a) perfil homogêneo (solo residual); (b) perfil heterogêneo (sedimentar).	77
Figura 39 -	Solo Saprolítico.	78
Figura 40 -	Ensaios mais comuns de Tensão-Deformação dos Solos.	79
Figura 41 -	Esquema de Ensaio de Cisalhamento Direto.	80
Figura 42 -	Envoltória típica de resistência ao cisalhamento.	80
Figura 43 -	Resultados Típicos do Ensaio de Cisalhamento Direto.	80
Figura 44 -	Esquema de ensaios Edométricos.	81
Figura 45 -	Resultado de ensaio de compressão confinada para a escala logarítma.	81
Figura 46 -	Curvas de compressão do adensamento de um solo.	82
Figura 47 -	Layout do Equipamento Triaxial.	84
Figura 48 -	Exemplo de Resultado do Ensaio Triaxial para adensado com ruptura não drenada em argilas.	84
Figura 49 -	Influência dos componentes da sucção nos solos nas diferentes faixas de sucção.	86
Figura 50 -	Variações do comportamento da sucção matricial em função da variação do teor de umidade para diferentes solos.	87
Figura 51 -	Perfil de poropressão típico.	88
Figura 52 -	Perfil de Sucção In situ, talude em Hong Kong.	88
Figura 53 -	Perfis típicos de sucção de um subsolo sem cobertura em função da profundidade: (a) Variações sazonais; (b) Perfis durante a drenagem de águas superficiais; (c) Perfis durante a drenagem de águas profundas (subsuperficiais).	89
Figura 54 -	Curva Característica típica mostrando as zonas de saturação.	89
Figura 55 -	Descrição das curvas de secagem e de umidecimento e o estado inicial do solo em campo.	90
Figura 56 -	Influência do estado inicial das amostras na curva características. ...	90
Figura 57 -	Influência do (a) adensamento e (b) da compactação na curva de retenção.	92
Figura 58 -	Representação da Resistência ao cisalhamento.	94

Figura 59 -	Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb estendida para ensaios de cisalhamento direto em solos não saturados.	94
Figura 60 -	Trajétórias de tensões de diversos tipos de ensaios triaxiais de um solo de basalto compactados em diferentes teores de umidade.	96
Figura 61 -	Módulos Edométricos de um solo siltoso compactado, em função dos parâmetros de compactação.	98
Figura 62 -	Módulo de Elasticidade secante em solicitações não drenadas de solo siltoso, em função dos parâmetros de compactação.	98
Figura 63 -	Módulo de elasticidade secante em solicitação não drenada de um solo areno-argiloso, em função dos parâmetros de compactação.	98
Figura 64 -	Resistência não drenada (UU) de um solo siltoso, em função dos parâmetros de compactação.	98
Figura 65 -	Resistência drenada (CD) de um solo siltoso em função dos parâmetros de compactação.	99
Figura 66 -	Pirofilita.	102
Figura 67 -	Esquema ilustrativo da estrutura de dupla camada das argilas esmectitas e ilitas.	102
Figura 68 -	Esquema estrutural da Caulinita, Montmorilonita e Iilita.	103
Figura 69 -	Micrografias da Caulinita, Montmorilonita e Iilita.	103
Figura 70 -	Transposição do Rio São Francisco - Eixo Norte e Leste.	111
Figura 71 -	Eixo Leste - Principais Estruturas.	112
Figura 72 -	Seção Típica do Canal.	112
Figura 73 -	Seção Típica do Canal – Aterro.	112
Figura 74 -	Seção Típica do Canal –Corte.	113
Figura 75 -	Esquema Típico das Estações Elevatórias.	114
Figura 76 -	Singularidade no Traçado do Canal - Escavações e Aterro típicos das EBV's.	114
Figura 77 -	Planta e Perfil da EBV-3.	115
Figura 78 -	Canal de Aproximação da EBV-3.....	116
Figura 79 -	Seção Transversal do Canal de Aproximação - Estaca 1784.	116
Figura 80 -	Forebay de Jusante da EBV-3.	116
Figura 81 -	Seção Transversal - Forebay de Montante - Estaca 1788.	117
Figura 82 -	EBV-3, parcialmente construída.	117

Figura 83 -	Seção Transversal – Poço da Estação Elevatória - Estaca 1794.	117
Figura 84 -	Forebay de Jusante da EBV-3.	118
Figura 85 -	Seção Transversal do Forebay de Jusante: (a) Estaca 1806; (b) Estaca 1807.	118
Figura 86 -	Distribuição do Arqueano, Proterozoico e pré-Cambriano não diferenciado na região dos Desdobramentos do Nordeste.	121
Figura 87 -	Classe predominantes de rochas no território pernambucano, modificado de CPRM (2010), sobre o traçado (em azul) do Eixo Leste.	122
Figura 88 -	Eixo Leste sobre Pedologia do Estado de Pernambuco.	122
Figura 89 -	Litotipos sedimentares interceptados pelo Eixo do Canal.	124
Figura 90 -	Esquema da Borda Norte da Bacia do Jatobá. Destaque para a indicação da faixa de localização do eixo do PISF, no trecho de localização das estações de bombeamento.	126
Figura 91 -	Exemplares de Conglomerado polimítico existente no Eixo Leste (a), (b) , (c).	126
Figura 92 -	Distribuição de diferentes coberturas pedológicas no território de brasileiros, com ênfase nos argilominerais.	130
Figura 94 -	(a) Solos com alta suscetibilidade à expansão, em vermelho. (b) Solos com alta suscetibilidade a colapso, em vermelho.	131
Figura 95 -	Solos expansivos e colapsáveis ao longo do Eixo Leste.	132
Figura 96 -	Locações das Sondagens da EBV-3.	136
Figura 97 -	Resumo das sondagens SME 1, SME 2, e SME-3 da EBV-3.	139
Figura 98 -	Testemunho da sondagem SME-02 EBV-3.	139
Figura 99 -	Fotos da escavação da EBV-3, quando atingindo a cota 405 m. (de (a) a (d)).	140
Figura 100 -	Vista Aérea da Escavação da EBV-3.	142
Figura 101 -	Vista Aérea do ponto do poço de bomba da EBV-3, em destaque a camada de argilito.	142
Figura 102 -	Feições do Conglomerado, lado Esquerdo da EBV-3.	143
Figura 103 -	Visão Panorâmica do Sítio do Poço de bombas - EBV-3, ao fundo apresenta-se a intercalação do conglomerado com a camada de argilito (camada mais escura).	143

Figura 104 - Detalhe da Lateral do Sítio de locação do Poço de Bombas - EBV-3.	143
Figura 105 - Detalhe da Lateral do Sítio de locação do Poço de Bombas - EBV-3 – Observar a solidez do maciço, intercalado com camadas menos consolidadas.	144
Figura 106 - Registro de afloramento do lençol freático após a escavação do canal de entrada e forebay de montante.	144
Figura 107 - Registro de afloramento do lençol freático após a escavação do canal de entrada e forebay de montante –Aproximação.	145
Figura 108 - Afloramento de água entre as placas de concreto no forebay de montante.	145
Figura 109 - Vista Lateral da EBV-3 (sentido montante a direita e jusante a esquerda), parcialmente construída, mostrando o mergulho da camada de argilito entre do solo conglomerático.	145
Figura 110 - Resultados do Ensaio Edométrico para o conglomerado compactado dos sítios dados da EBV-1 (a) e EBV-3 (b).	155
Figura 111 - Definição dos Trechos iniciais, de compressão virgem e descompressão no ensaio edométrico da EBV-1.	156
Figura 112 - Definição dos Trechos iniciais, de compressão virgem e descompressão no ensaio edométrico da EBV-3.	157
Figura 113 - Ângulo de Atrito x Índice de Plasticidade.	160
Figura 114 - Ângulo de Atrito em função do IP.	160
Figura 115 - IP x Resistência Residual ($tg\phi'$).	161
Figura 116 - LP/LL x $tg\phi$	162
Figura 117 - IP x $Sen(\phi')$	162
Figura 118 - Critério de fronteiras entre solos e rochas.	163
Figura 119 - Posição de rochas Brandas em Geotecnia.	164
Figura 120 - Ensaio de Cisalhamento Direto EBV-1, matriz do conglomerado compactado a Proctor Normal.	165
Figura 121 - Ensaio de Cisalhamento Direto EBV-3, matriz do conglomerado compactada a Proctor Normal.	166
Figura 122 - Ensaio de Triaxial UU EBV-1, matriz do solo conglomerático compactado a Proctor Normal.	167

Figura 123 - Ensaio de Triaxial UU EBV-3, matriz do solo conglomerático compactado a Proctor Normal.	167
Figura 124 - Esquema ilustrativo da envoltória de tensões para solos não-saturados e saturados.....	168
Figura 125 - Envoltória de Tensões de ensaios triaxiais tipo UU da Argila de Londres.	168
Figura 126 - Resultado do Ensaio Triaxial UU em areia saturada.	168
Figura 127 - Ensaio de Pressão de Expansão de material superficial (solos silto-argiloso escuro avermelhado) da EBV-3 – Projeto Básico.	178
Figura 128 - Ensaio de Pressão de expansão (argilito) a volume constante da EBV-3, amostra 2 SR-37 – Projeto Básico.	179
Figura 129 - Ensaio de Pressão de Expansão (argilito) a volume constante da EBV-3, amostra 3 SR-37– Projeto Básico.	179
Figura 130 - Ensaio de Expansão Livre (argilito) EBV-3, amostra 01 SR-39 - Projeto Básico.	180
Figura 131 - Ensaio de Pressão de Expansão (argilito) a volume constante, amostra 01 da SR-39, Projeto Básico.	180
Figura 132 - Ensaio de Pressão de Expansão (argilito) a volume variável, amostra 01 SRC-1, Projeto Básico.	181
Figura 133 - Ensaio Expansão a volume constante (argilito), amostra 01 SRC-1, Projeto Básico.	181
Figura 134 - Relação Umidade Natural x Pressão de Expansão do Solos Finos da no sítio da EBV-3.	184
Figura 135 - Tensões de Expansão em função das localidades.	185
Figura 136 - Esboço do Projeto de Fundação da EBV-3.	189
Figura 137 - Canal de Cupatitzio - Seção típica corte e aterro.	190
Figura 138 - Canal de Cupatitzio - Seção de Típica em aterro.	190
Figura 139 - Canal Salitre - Seção Típica Corte e Aterro.	191
Figura 140 - Seção mista (escavação e aterro) típica definida no projeto executivo do Eixo Leste do PISF.	191
Figura 141 - Geometria do talude na Est. 1784, Lado direito do canal de montante. (a) Taludes com inclinação de 1H:1V. (b) Taludes com inclinação de 1.5H:1V.	193

Figura 142 - Est. 1784 - Resultados da análise de estabilidade para os taludes escavados com inclinação 1H:1V (a1 – d1).	194
Figura 143 - Est. 1784 – Resultados da análise de estabilidade para os taludes escavados com inclinação 1,5H:1V.	196
Figura 144 - Seção Est. 1794 - Geometria para inclinação 1H:1V.	198
Figura 145 - Seção Est. 1794 - Resultado da análise de estabilidade para inclinação de talude 1H:1V.	198
Figura 146 - Geometria do talude na Est. 1794, Lado direito do canal de montante e taludes com inclinação de 1.5H:1V.	199
Figura 147 - Est. 1794 - Resultados da análise estabilidade para os taludes escavados com inclinação 1,5H:1V.	199
Figura 148 - Representação da seção Est. 1784 com a camada de argilito e taludes com inclinação 1H:1V..	201
Figura 149 - Resultado a Análise de Estabilidade da seção Est. 1794, com a camada de argilito e taludes com inclinação 1H:1V.	201
Figura 150 - Resultado da análise de estabilidade para seção Est. 1784, com camada de argilito, inclinação de taludes 1,5H:1V e conglomerado com $c'=25$ kPa e $\phi'33^\circ$	202
Figura 151 - Trecho de Canal 1794 - Geometria e parâmetros para o estudo de estabilidade considerando a camada de argilito.	203
Figura 152 - Trecho de Canal 1794 - Resultado da análise de estabilidade considerando a inserção da camada de Argilito.	203
Figura 153 - Resultados da análise estabilidade para os taludes em aterro Est. 1806 (a) e Est 1807 (b).	204

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Proporções dos componentes para cada tipo de rocha sedimentar. ...	30
Tabela 2 -	Escala de Wentworth.	31
Tabela 3 -	Principais Tipos de Arenitos.	32
Tabela 4 -	Síntese da Classificação de rochas e maciços rochosos.	46
Tabela 5 -	Exemplo de uma variação de características litológicas em um mesmo maciço rochoso, Arenito Caiuá.	47
Tabela 6 -	Graus de Alteração.	47
Tabela 7 -	Graus de Coerência.	47
Tabela 8 -	Espaçamento de continuidades.	48
Tabela 9 -	Tipos de Superfícies e preenchimento de descontinuidades.	49
Tabela 10 -	Graus de Faturamento.	49
Tabela 11 -	Classificação de Rochas com base no ensaio de dois de ciclos (I_{d2}) e um ciclo (I_d).	61
Tabela 12 -	Sistema de Classificação Geomecânica RMR.	63
Tabela 13 -	Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades (J_n).	66
Tabela 14 -	Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades, J_r	66
Tabela 15 -	Índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades, J_a	67
Tabela 16 -	Índice de influência da ação subterrânea, J_w	67
Tabela 17 -	Índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade, STF.	68
Tabela 18 -	Classificação do Maciço Rochoso conforme o valor Q	68
Tabela 19 -	Compressibilidade da estrutura do material e das partículas sólidas, para diversos tipos de materiais.	71
Tabela 20 -	Métodos de Identificação de Solos Expansivos.	105
Tabela 21 -	Potencial de Expansão.	106
Tabela 22 -	Pressão de Expansão obtidas por seis métodos de ensaios.	108
Tabela 23 -	Estimativa da Variação de Volume Potencial para solos expansivos.	108

Tabela 24 -	Estimativa de Variação de Volume Potencial de para Solos Expansivos.	109
Tabela 25 -	Principais Classe de Rocha presentes em Pernambuco.	119
Tabela 26 -	Principais classes de rocha presentes no traçado do eixo leste.	123
Tabela 27 -	Litotipos sedimentares inteceptados pelo Eixo Leste.	124
Tabela 28 -	Descrição Geológica conforme Projeto Básico do Eixo Leste.	125
Tabela 29 -	Ensaio de campo realizados durante o Projeto Básico.	128
Tabela 30 -	Ensaio de laboratório realizados durante o Projeto Básico.	128
Tabela 31 -	Resumo das Sondagens realizadas a EBV-3.	137
Tabela 32 -	Ensaio de Caracterização do Projeto Básico e Executivo.	148
Tabela 33 -	Coefficientes de Permeabilidade da matriz do conglomerado.	149
Tabela 34 -	Caracterização como Maciço Rochoso.	150
Tabela 35 -	Classificação do Maciço Escavado conforme critério RMR.	153
Tabela 36 -	Resultados da Análise Mineralógica por Difração por Raio X.	154
Tabela 37 -	Limite de Consistência para Montmorilonita.	154
Tabela 38 -	Resultado dos Ensaio de Edométrico.	154
Tabela 39 -	Coefficientes de Compressibilidade e Módulos Edométricos da Matriz do conglomerados em seu estado natural.	158
Tabela 40 -	Módulos Edométrico em função do tipo de solos.	158
Tabela 41 -	Módulos Edométrico em função do tipo de solos naturais.	158
Tabela 42 -	Módulos Edométrico em função do tipo de solos.	159
Tabela 43 -	Resumo dos Valores de ângulo de Atrito e Coesão do argilito através de correlação com IP.	164
Tabela 44 -	Resultados do Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial.	169
Tabela 45 -	Grau de Saturação dos solos considerados nos ensaios de compactação.	171
Tabela 46 -	Valores de Módulos de Elasticidade e Cisalhante, Tangenciais e Secantes.	174
Tabela 47 -	Resultados de Pressão de Expansão e Expansão Livre da EBV-1 e EBV-3, para a matriz do conglomerado compactado.	176
Tabela 48 -	Pressão de Expansão.	182

Tabela 49 -	Tensão de expansão para o ensaio de inundação e posterior carregamento (Método 2, volume variável).	184
Tabela 50 -	Tensão de Expansão para ensaio do Método de Volume Constante (Método 3).	185
Tabela 51 -	Resumo dos resultados de análise de estabilidade das seções Est. 1784 e 1794, sem a camada de argilito.	205
Tabela 52 -	Resumo dos resultados de análise de estabilidade das seções Est. 1784 e 1794, com a camada de argilito.	206

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	MOTIVAÇÃO.....	22
1.2	OBJETIVOS DO TRABALHO	23
1.2.1	Objetivo Geral	23
1.2.2	Objetivos Específicos	23
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	24
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	25
2.1	APRESENTAÇÃO	25
2.2	CONGLOMERADOS, ARGILITOS E SILTITOS	25
2.2.1	Processo de Formação	25
2.2.2	Rochas Detríticas	28
2.2.3	Conglomerados	34
2.2.4	Rochas Lutáceas – Argilitos, folhelhos e siltitos	37
2.3	CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	39
2.3.1	Caracterização de Maciço Rochosos	40
2.3.1.1	Litologia	41
2.3.1.2	Alteração	41
2.3.1.3	Coerência.....	42
2.3.1.4	Descontinuidades.....	42
2.3.1.5	Ensaio de Campo e de Laboratório.....	43
2.3.1.5.1	<i>Ensaio de Campo</i>	43
2.3.1.5.2	<i>Ensaio de Laboratório</i>	55
2.3.2	Classificação Geomecânica do Maciço Rochoso	61
2.3.2.1	Sistema RMR	63
2.3.2.2	Sistema Q	64
2.4	ROCHAS DE BAIXA RESISTÊNCIA (ROCHAS BRANDAS)	68
2.4.1	Conceito	69
2.4.2	Classificação	69
2.4.3	Parâmetros Geotécnicos de Rochas de Baixa Resistencia	71
2.4.4	Ocorrência de Rochas Brandas	73
2.4.5	Tipos de Perfis de Maciços de Baixa Resistência	75

2.4.1	Solos Saprolíticos	76
2.5	ENSAIOS E PARÂMETROS DE RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DOS SOLOS	78
2.5.1	Ensaio de Cisalhamento Direto	78
2.5.2	Ensaio de Compressão Edométrica	79
2.5.3	Ensaio de Compressão Triaxial	83
2.6	SOLOS NÃO SATURADOS	85
2.6.1	Definição	85
2.6.2	Relação Umidade x Sucção	86
2.6.3	Fatores de Influência	90
2.6.4	Variáveis de Tensão	91
2.7	SOLOS COMPACTADOS	96
2.8	SOLOS EXPANSIVOS	99
2.8.1	Ocorrências	99
2.8.2	Mecanismos de Expansão	100
2.8.3	Técnica de Identificação de Solos Expansíveis	104
2.8.4	Medição da Expansão dos Solos	106
2.8.4.1	Potencial de Expansão.....	106
2.8.4.2	Pressão de Expansão	107
2.8.4.3	Expansão e Parâmetros do Solo	108
2.9	SÍNTESE	109
3	ÁREA DE ESTUDO: ESCAVAÇÃO DA EBV-3	110
3.1	APRESENTAÇÃO	110
3.2	PROJETO TRANSPOSIÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO – EIXO LESTE	110
3.3	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	119
3.3.1	Geologia Regional	119
3.3.2	Geologia do Eixo Leste	120
3.3.3	Geologia das Estações de Bombeamento	125
3.3.4	Geotecnia	127
3.3.4.1	Investigação do Subsolo	127
3.3.4.2	Riscos Geotécnicos.....	129
3.4	INVESTIGAÇÃO DA EBV-3	131
3.5	SÍNTESE	146
4	RESULTADOS E AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	147

4.1	CARACTERIZAÇÃO.....	147
4.1.1	Ensaio de Caracterização do Conglomerado e Argilito	147
4.1.1.1	Classificação RMR.....	150
4.1.1	Análise Mineralógica por Difração por Raios X	151
4.1.2	Obtenção de Parâmetros para Caracterização do Argilito	152
4.2	COMPRESSÃO EDOMÉTRICA DO CONGLOMERADO EM SEU ESTADO NATURAL.....	154
4.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	159
4.3.1	Resistência ao Cisalhamento para a Camada de Argilito.....	159
4.3.2	Resistência ao Cisalhamento do Conglomerado Compactado	165
4.3.2.1	Cisalhamento Direto.....	165
4.3.2.2	Ensaio de Compressão Triaxial.....	166
4.3.3	Discussão Sobre os Valores Obtidos	169
4.4	PARÂMETROS DE RIGIDEZ DO CONGLOMERADO COMPACTADO	173
4.5	PRESSÃO DE EXPANSÃO.....	175
4.5.1	Expansão do Conglomerado Compactado	176
4.5.2	Expansão do Argilito.....	176
4.5.3	Avaliação do Comportamento Expansivo	181
4.5.3.1	Relação com a Profundidade.....	182
4.5.3.2	Relação com a Umidade Natural.....	183
4.5.3.3	Relação com os Ensaio Realizados em Regiões Próximas.....	183
4.5.4	Discussão sobre os Valores de Obtidos.....	185
5	SOLUÇÕES E ANÁLISE DO PROJETO	187
5.1	SOLUÇÃO DE PROJETO PARA A FUNDAÇÃO DA EBV-3.....	187
5.2	SOLUÇÕES DE PROJETO PARA SEÇÕES TÍPICAS DO CANAL EM SOLOS EXPANSIVOS	188
5.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES ESCAVADOS	192
5.4	ANÁLISE ESTABILIDADE NO TALUDES EM ATERRO	203
5.5	RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES	204
5.6	SÍNTESE	206
6	CONCLUSÕES	207
	REFERÊNCIAS	209
	ANEXO A - ENSAIOS DE CAMPO	213

1 INTRODUÇÃO

Na continuação seguem os tópicos que têm a finalidade de esclarecer o contexto que motivou este tema de dissertação e os objetivos de pesquisa relacionados.

1.1 MOTIVAÇÃO

O Projeto da Transposição do Rio São Francisco (PISF) tem por finalidade integrar bacias hidrográficas localizadas desde o centro oeste do estado de Minas Gerais até o norte dos estados do Ceará e do Rio Grande do Norte. O PISF é composto de dois grandes eixos de adução/distribuição somando 622 km de canais, com vazão total máxima, de até 126 m³/s; 27 aquedutos; 8 tuneis e 35 reservatórios com diques e/ou barragens; além de transpor, sobre uma elevação de 469 m utilizando 9 estações de bombeamento. Toda esta infraestrutura está dividida em dois eixos principais: Eixo Norte e Eixo Leste. O valor estimado para implantação de todas estas obras é da ordem de US\$ 1,5 bilhão e atualmente (jan-2017) atingindo R\$ 8 bilhões.

Neste grande empreendimento está inserida a Estação de Bombeamento 3 (EBV-3), concebida com características eletromecânicas e funcionamento hidromecânico mais complexo e atípico, necessários para conduzir a vazão requerida pelo projeto. O ponto de localização da EBV-3 teve como base critérios para o melhor funcionamento hidráulico, então considerados sem impedimentos ou limitações à implantação, ainda que possíveis efeitos nocivos provenientes das características geotécnicas encontradas na região já conhecidas durante o Projeto Básico. No entanto a EBV-3 está situada sobre um subsolo com características expansivas, mais exatamente uma camada de argilito/siltito. Contudo, devido à escavação proveniente da câmara de tranquilização (Forebay) e o poço de sucção da estação de bombeamento, os efeitos de deslocamento proveniente da expansão desta camada podem surgir e provocar danos à construção recém.

O *Bureau of Reclamation* em seu Manual de Projeto de Irrigação apresenta um amplo capítulo sobre os Solos Expansivos, destacando o risco considerado e precauções relacionadas com obras sobre estes solos, tamanha é a frequência dos mesmos, assim como a magnitude dos seus efeitos em um projeto de infraestrutura hídrica.

Diante do aqui exposto, é de conhecimento público esforço governamental, em termos políticos e financeiros, para a conclusão no PISF, denotando assim a importância desta grandiosa obra à sociedade como um todo, e, diante de dados preliminarmente apresentados,

pode-se observar, desde já, a importância de conhecer os mecanismos envolvidos provenientes da interação da obra com subsolo com a finalidade de verificação da estabilidade da construção pelos efeitos de expansão já mencionados.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

A seguir são apresentados o objetivo geral e os objetivos específicos, apresentando, respectivamente, um resumo da ideia central e as delimitações deste trabalho.

1.2.1 Objetivo Geral

Análise dos dados geotécnicos referentes ao material da escavação do projeto da EBV-3, partindo de informações do Projeto Básico e Executivo existente desta obra. Deve ser registrado que este trabalho trata de um tema relacionado com o investimento do governo federal ainda muito polêmico e não conclusivo em sua totalidade. Contudo, o conteúdo deste trabalho, assim deve ser registrado que não poderá ser visto como um elemento complementar ao projeto, ou mesmo como um componente de embasamento de futuras consultorias. Este é um trabalho acadêmico, embora esteja utilizando dados verídicos de componentes das diferentes fases do projeto básico e executivos do PISF. As conclusões a serem apresentadas neste trabalho são produtos de um estudo rodeado de simplificações, ainda que aptas ao meio acadêmico.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Realizar análise crítica dos parâmetros geotécnicos encontrados nas duas fases do projeto: Básico e Executivo, com a finalidade de apontar possíveis diferenças de interpretação determinantes para elaboração do projeto;
- b) Com base na solução adotada em projeto geométrico da escavação da estação, pretende realizar, com base nos parâmetros em questão dos solos presentes no maciço da escavação, uma análise de estabilidade nas seções que constituem o projeto de escavação estação de bombeamento: canal de aproximação, o forebay e o poço de bombas.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Capítulo 1, introdutório, apresenta a problemática na qual encontra-se a obra da EBV-3.

Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica aspectos referentes à formação das rochas detríticas, em especial os conglomerados e argilitos siltitos, como também a parâmetros de classificação de maciços rochosos e uma abordagem aos solos expansivos.

Capítulo 3 faz-se uma leitura sobre as obras da EBV-3, desde uma visão das obras como um todo, os componentes principais da estação de bombeamento, como também passando por uma visão das formações geológicas que possuem influência sobre aspectos geotécnicos do sítio da implantação da referida estação.

Capítulo 4 apresenta uma análise crítica dos resultados obtidos dos ensaios de campo e de laboratório.

Capítulo 5 apresenta as soluções efetivamente executadas como aquelas propostas para o projeto em questão.

Capítulo 6 apresenta conclusões finais do trabalho.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Esta fundamentação busca abordar os principais conceitos associados à geologia propriamente dita, a geologia de engenharia e elementos de geotecnia de forma a introduzir ou mesmo substanciar os temas que são discutidos mais à frente.

2.1 APRESENTAÇÃO

Inicialmente, imerge no tocante às rochas detríticas, associadas a este trabalho, seguindo do conjunto, ou seja, os maciços rochosos e sua classificação. Mais adiante é destacado a caracterização dos maciços, como seus ensaios de campo e laboratório seguido dos principais parâmetros geotécnicos.

Aborda-se em seguida as rochas brandas e sendo estas as rochas representam a transição com os solos mais rígidos. Já no ambiente dos solos, tenta-se explicar sobre os parâmetros geotécnicos dos solos e o respectivos comportamento para solos não saturados, compactados e expansivos.

2.2 CONGLOMERADOS, ARGILITOS E SILTITOS

Neste item será abordada a formação de rochas sedimentares, com um olhar mais atento sobre as rochas detríticas, em especial os conglomerados, e as rochas lutáceas, na qual se enquadram os argilitos e siltitos.

2.2.1 Processo de Formação

As rochas sedimentares como folhelhos, arenitos, conglomerados, argilitos e siltitos, são provenientes da consolidação de sedimentos através da desagregação de partículas, originárias do intemperismo conjuntamente com o processo de erosão. Estes sedimentos são levados por meio dos ventos, rios e geleiras, desde os continentes até os oceanos majoritariamente, no entanto, uma pequena proporção ainda é depositada na plataforma continental (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

Uma vez depositados, os sedimentos começam a sofrer modificações provenientes do soterramento, aumentando principalmente a temperatura e pressão com o crescente número de

camadas de sedimento ao longo do tempo. Desde então, inicia-se a diagênese que consiste em um fenômeno contínuo que leva a mudanças físicas e químicas dos sedimentos sob o efeito do soterramento. (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

A consolidação dos sedimentos através da diagênese, é chamada de litificação, ou seja, quando os efeitos de pressão e temperatura transformam os sedimentos inconsolidados em rocha, sendo, neste momento, uma rocha sedimentar. (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

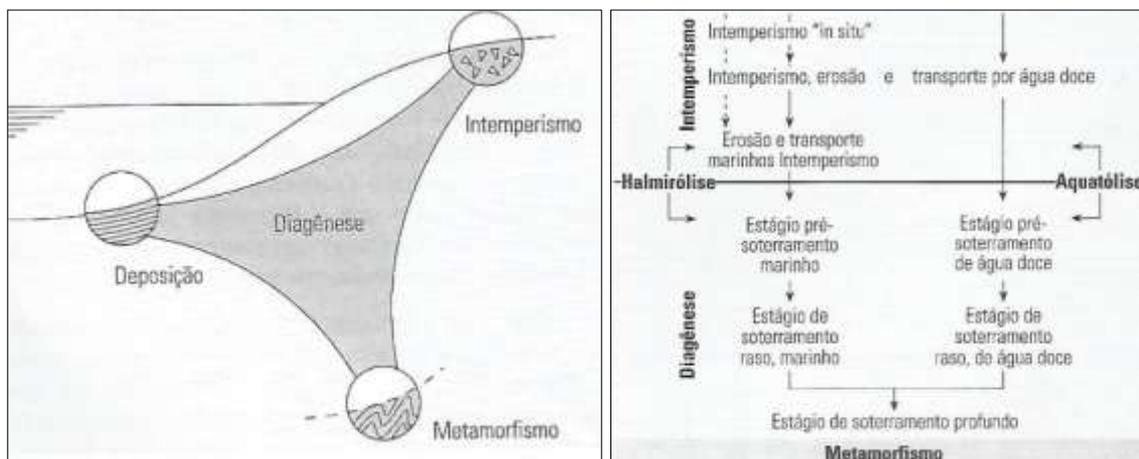
A diagênese inicia com um determinado estágio de deposição de camadas de sedimentos. Este fenômeno tem uma relação muito tênue com os processos do intemperismo, quando o sedimento litificado começa a sofrer alteração através de, por exemplo, halmirólise (reação química entre sedimentos e água salgada) e aquatólise (reação físico-química entre sedimentos e a água doce). A identificação da transformação pela qual o sedimento está passando não é de fácil reconhecimento, contudo existem processos inerentes ao intemperismo ou à diagênese que pode facilitar a predominância destes fenômenos. (SUGUIO, 2003).

A diagênese cessa quando se atinge a litificação e até este estágio a temperatura aumenta 30°C a cada quilômetro e a pressão aumenta cerca de 1 atmosfera a cada 4,4 m de profundidade. (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

Com base neste parâmetro, os processos diagenéticos teriam limites superiores de temperatura e pressão de 300°C e 1.000 bars respectivamente, contudo estes limites não seriam rígidos. Através da determinação destes limites superiores de temperatura e pressão, poderia se definir onde termina a diagênese e inicia o metamorfismo, contudo estes limites variam conforme a natureza dos materiais envolvidos. O limite da diagênese, ainda que exista uma discussão sobre o tema, seria mediante o reconhecimento de uma mudança mineralógica, ou seja, o metamorfismo. Em geral, existindo uma mudança percebida em um soterramento raso para o soterramento profundo. (SUGUIO, 2003). A Figura 1 esquematiza a diagênese e outros fenômenos correlatos.

Desta forma, as rochas sedimentares são formadas através de mudanças físicas e químicas sob temperatura e pressão baixas, quando comparadas com a formação de rochas magmáticas e metamórficas, adquirindo assim baixa resistência mecânica e por isso consideradas como rochas brandas. As rochas sedimentares, apresentam baixa resistência mecânica, chegando a ser friáveis, devido, principalmente a menor coesão de seus constituintes (CPRM S. G., 2016) e (Oliveira & Brito, 2002).

Figura 1 – (a) Fronteiras entre a diagênese processos subaquáticos, intemperismo e metamorfismo. (b) Fimite e sucessões em que ocorrem processos envolvidos no intemperismos, diagênese e metamorfismo



Fonte: Suguio (2003).

A diagênese é formada dos seguintes processos: autogênese, cimentação, compactação, desidratação, diferenciação diagenética, dissolução diferencial, recristalização, redução e substituição metassomática. Entretanto, os processos de cimentação e compactação são os mais importantes, as respectivas evoluções destes processos são apresentadas na Figura 2. (Suguio, 2003).

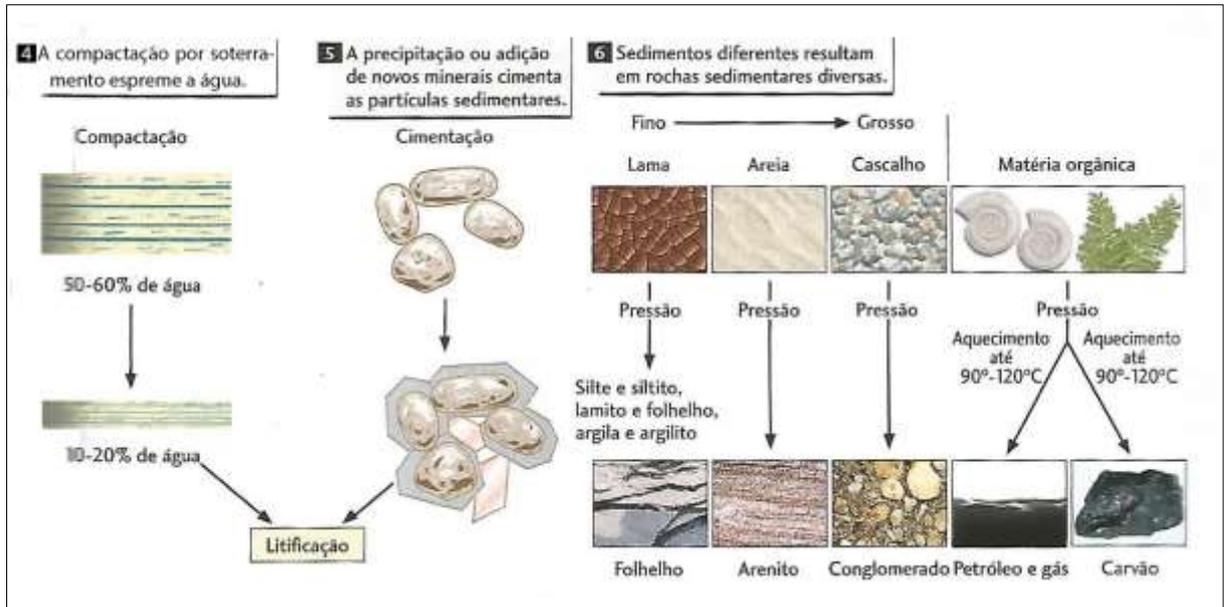
A autogênese trata-se da formação de minerais durante a diagênese. Por exemplo, a formação de matéria orgânica em hidrocarbonetos. (Oliveira & Brito, 2002).

A cimentação compõe a diagênese química, através da precipitação de minerais nos poros do sedimento possibilitando a ligação entre as partículas do mesmo, resultando em litificação. Este é o processo predominante em sedimentos mais grosso e com pouca matriz argilosa. (Suguio, 2003) e (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

A compactação é a diagênese física através da redução de volume provenientes do aumento de pressão das camadas de sedimentos sobrepostas e expulsão da água intersticial, levando a atração iônica das partículas. É o principal processo para a litificação de sedimentos mais finos, silto-argilosos (lamitos). (Suguio, 2003) e (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

A classificação de rochas sedimentares é baseada em critérios descritivos, genéticos e mistos, contudo o critério genético é o mais predominante, pois com este critério é possível identificar sua origem através do nome dado à rocha. (Suguio, 2003).

Figura 2 - Ilustração dos principais processos diagenéticos: compactação e cimentação



Fonte: Press, Siever, *et al.* (2008).

2.2.2 Rochas Detríticas

A rochas sedimentares são constituídas de três componentes principais, segundo Folk (1986) apud Suguio (2003), variando suas proporções: terrígenos, aloquímicos e ortoquímicos. Sendo então descritos:

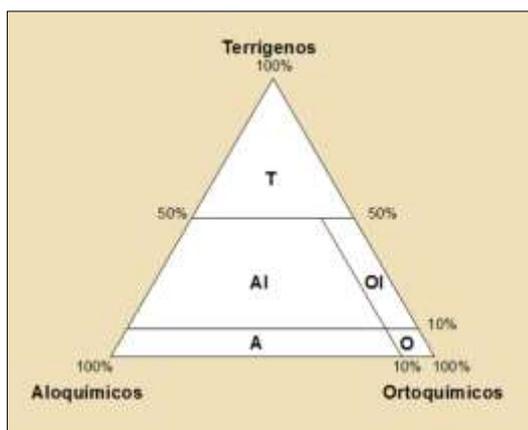
- Os componentes terrígenos são originários de um processo de erosão fora da bacia de sedimentação, transportados e sedimentados. Ex.: quartzo, feldspato, minerais pesados argilominerais, e derivados de outras rochas sedimentares.
- Os componentes aloquímicos são compostos minerais de que foram retrabalhados e transportados dentro da bacia de sedimentação em estado sólido. Ex.: conchas de componentes de calcários penecontemporâneo.
- Os componentes ortoquímicos são precipitados químicos normais e produzidos na bacia de sedimentação, sem transportes significativos: Ex.: calcita, dolomita e quartzo de preenchimento de arenitos.

Conforme a proporção destes componentes a rocha sedimentar pode ser classificada das seguintes forma, segundo Folk (1986) apud Suguio (2003) e ilustrada na Figura 3:

- a) Rochas Terrígenas (T);
- b) Rochas aloquímicas impuras (AI);
- c) Rochas aloquímicas (A);
- d) Rochas ortoquímicas impuras (OI);
- e) Rochas ortoquímicas (O);

As proporções dos componentes das rochas sedimentares são expressas de através do diagrama triangular de acordo com Suguio (2003):

Figura 3 - Diagrama triangular de classificação geral das rochas sedimentares.



Fonte: Suguio (2003).

Desta forma as rochas sedimentares têm a seguinte proporção de componentes sedimentares, conforme Tabela 1.

Neste sentido, rochas sedimentares terrígenas, também são chamadas de rochas detríticas, ou clásticas, (como também epiclásticas) remetendo assim à natureza mais predominantes nestas rochas, a sedimentação de detritos, produto dos intemperismos que foram assim transportados, sedimentados e litificados, com ou sem pequena contribuição em termos de ação química ou bioquímica na sua formação. Os principais componentes das rochas detríticas são os clastos, a matriz e o cimentado. (Oliveira & Brito, 2002) e (Suguio, 2003).

Tabela 1 - Proporções dos componentes para cada tipo de rocha sedimentar.

Rocha	Componentes		
	Terrígenos	Aloquímicos	Ortoquímicos
Terrígena	Até 50%	Variado	Variado
Aloquímica Impuras	Entre 50% a 10%	Até 90%	Menor 10%
Aloquímicas	Menor que 10%	Até 90%	Menor 10%
Ortoquímica Impuras	Entre 50% a 10%	Menor 10%	Até 90%
Ortoquímicas	Menor que 10%	Menor 10%	Até 90%

Fonte: Adaptado de Suguio (2003).

O **clasto** é o principal componente das rochas detríticas, é estes componentes que mais contribui com sua classificação, são constituídos pelos fragmentos de rochas, e grãos minerais principalmente quartzo e feldspato. (Oliveira & Brito, 2002).

A **matriz** são os detritos de granulometria mais fina, muitas vezes complementando os espaços vazios existentes em rochas detríticas de granulometria mais grossa. Em determinadas rochas de granulometria mais final da matriz pode também ser o próprio clastos das rochas. (Oliveira & Brito, 2002).

O **cimento** é predominantemente silicoso (calcedônia), carbonático (calcita) ou ferruginoso (hematita e limonita), muitas vezes o tipo de cimento determinará a resistência mecânica das rochas detríticas. (Oliveira & Brito, 2002).

O tamanho das partículas dos sedimentos clásticos é o fator predominantes na classificação dos sedimentos e das rochas sedimentares. A Escala de Wentworth estabelece intervalos granulométricos para esta classificação, apresentadas na Tabela 2.

A Tabela 2, apresenta a designações de rochas A, B e C, sendo que a designação A é a mais comum na atualidade, a B refere-se a termos gregos e C ao latim. Neste trabalho utilizar-se-á as designações tipo A. (Oliveira & Brito, 2002).

Ainda referente à Tabela 2, é possível observar que a designação de rochas sedimentares originárias de partículas finas são agrupadas em um só tipo. Acredita-se que isso é devido às limitações tecnológicas da época em diferenciar os siltes das argilas. Em termos ilustrativos, a Figura 4 apresentada alguns exemplares das principais rochas detríticas.

Tabela 2 - Escala de Wentworth.

Tamanho da Partícula	Classe	Sedimento	Rocha		
			A	B	C
Grosso					
>256	Bloco				
256 - 64	Pedra	Cascalho	Conglomerado ou Brecha	Psefrito	Rudito
64 - 4	Seixo				
4 - 2	Grânulo				
Médio					
2 - 1	Areia muito grossa				
1-0,5	Areia grossa				
0,5 - 0,25	Areia média	Areia	Arenito	Psamito	Arenito
0,25 - 0,125	Areia fina				
0,125 - 0,06	Areia muito fina				
Fino					
0,06 - 0,0039	Silte	Silte	Siltito	Pelito	Ludito
<0,0039	Argila	Argila	Argilito		

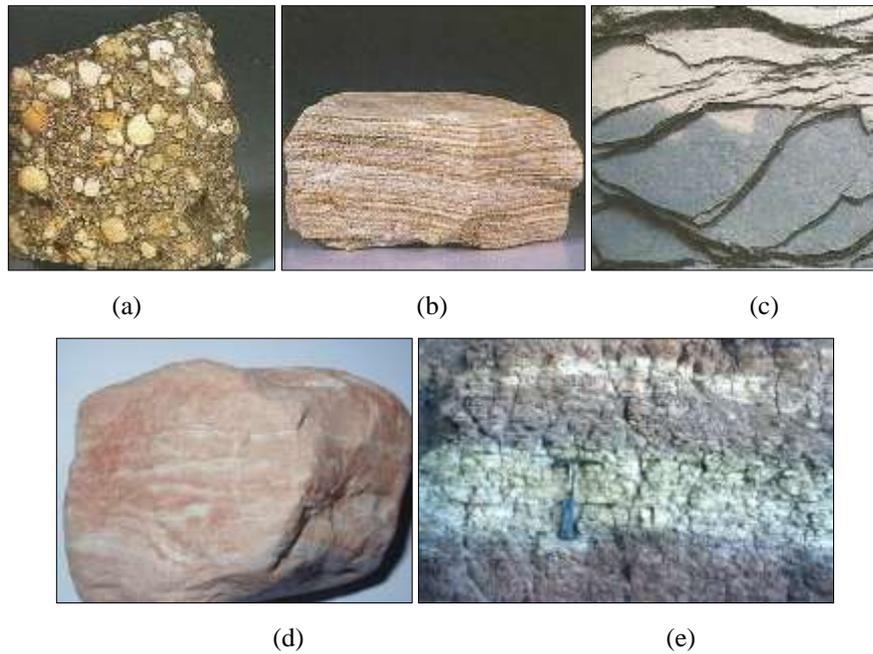
Fonte: Adaptação Press, Siever, *et al.* (2008).

Em relação as rochas detríticas com partículas grossas, deve ser observado, o formato do grão, se estes são arredondados a rocha receberá o nome de conglomerado, caso os sedimentos tenham forma angula será denominada brecha. (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

Algumas particularidades devem ser observadas antes da classificação das rochas sedimentares, além do tamanho da partícula. Os ruditos (conglomerados ou brechas) devem contém mais de 25% sedimentos com tamanho acima 2 mm. (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

Em relação aos arenitos, para sua denominação estes devem ser constituídos de mais de 50% de sedimentos com tamanho entre 2 e 0,06 mm. Podendo ser ainda classificados conforme apresentados na Tabela 3. (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008).

Figura 4 - Tipos de Rochas Dentríticas (clásticas): (a) Conglomerado; (b) Arenito; (c) Folhelho; (d) Argilito; (e) Siltito.



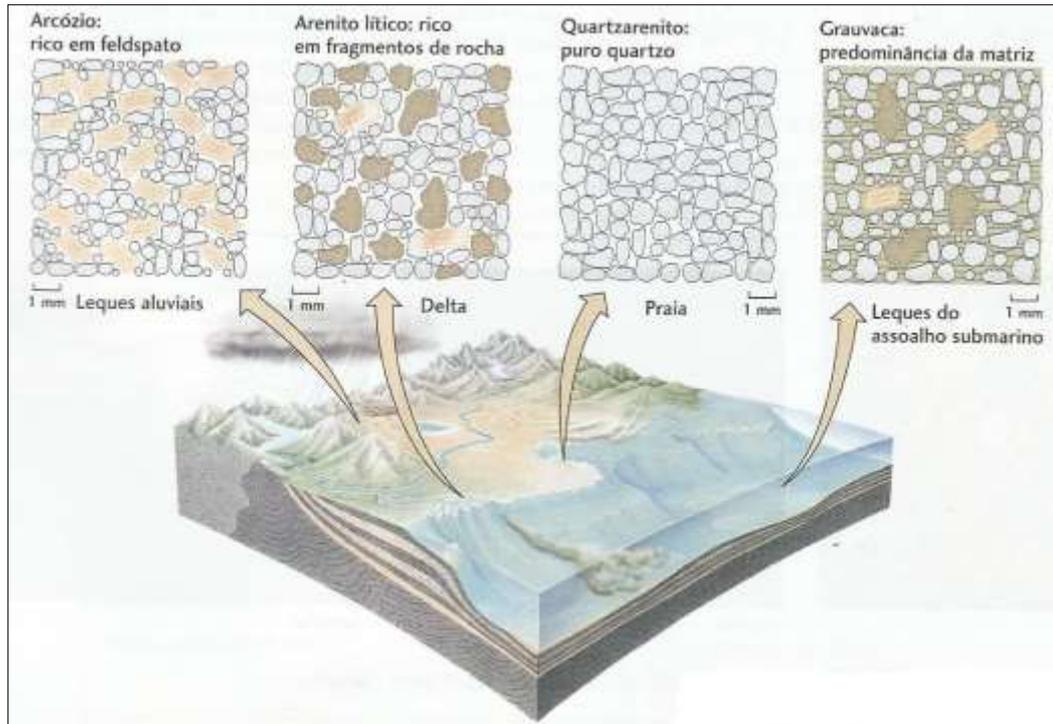
Fonte: Press, Siever, *et al.* (2008).

Tabela 3 - Principais Tipos de Arenitos.

Tipo de Arenito	Constituição	Matriz	Localização	Observação
Quartzo Arenito (ou Quartzarênico)	95% de grãos clásticos	Até 15% de matriz silto-argilosa	Praia	É o mais abundante. Pode ocorrer sobre crescimento (overgrowth) dos grãos, cessando ao encontrar outro grãos, gerando grande coesão à rocha. Quando presente, sílica e carbonatos geralmente são a cimentação.
Arcóseo (ou Arcosio, arenito feldspático)	Quartzo e mais de 25% de feldspato	Até 15% de matriz argilosa	Leques Aluviais	Deriva de rocha graníticas.
Arenitos Líticos	Predominância de fragmentos de rochas de textura fina.	Pouca ou nenhuma	Deltas	Apresentam maior variabilidade mineralógicas e química
Grauvaca	Contém abundante matriz (15-75%) de clorita, sericita e grãos tamanho silte de quartzo e feldspato.	Matriz argilosa e grãos finos	Leques a assoalhos submarinos	Composição da matriz é formada por alteração química, compactação de deformação de mecânica de fragmentos de rocha relativamente moles.

Fonte: Adaptado de Suguio (2003).

Figura 5 – Localização dos diversos tipos de arenitos.



Fonte: Press, Siever, *et al.* (2008).

Segundo Oliveira e Brito (2002), no tocante à classificação dos lutitos (siltito e argilitos), estes devem ser constituídos de partículas de silte (0,06 – 0,004) e argilas (<0,004). Este é grupo predominantes das rochas sedimentares possuindo como principais constituintes argilominerais e quartzo no tamanho de silte. Os lutitos ainda podem ser divididos em:

- a) **Siltitos** – constituídas por partículas tamanho de siltes, constituinte principal quartzo;
- b) **Folhelho siltico** – rocha físsil, constituída de silte de argila;
- c) **Argilito** – rocha sem fissilidade, constituídas de argila, possui plasticidade quando úmida;
- d) **Folhelho Argiloso** – rocha com fissilidade constituída de argila;
- e) **Ritmito** – Rocha de estratigrafia alternada, apresentando lâminas de siltito ora argilito.

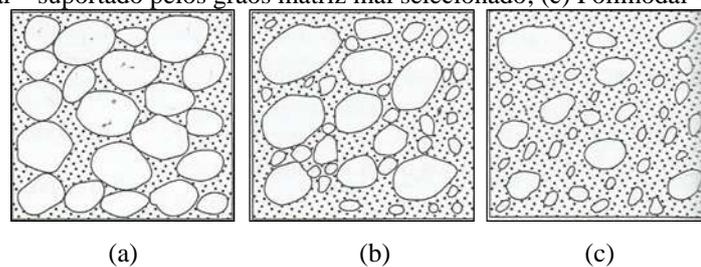
2.2.3 Conglomerados

Os conglomerados são provenientes da litificação de depósitos de cascalho. Contudo ainda existem algumas dificuldades na padronização e denominação desta rocha, especificamente no percentual de fragmentos maiores que 2 mm. Alguns sedimentólogos propõem percentuais variando de desde a 5% a 30% de grânulos e/ou seixos. (Suguio, 2003).

Assim como sua constituição, o grau de cimentação e a origem do cimento, são muito variadas nas diferentes apresentações desta rocha. A matriz é identificada por partículas menores de 2mm, preenchendo os espaços entre os sedimentos maiores e podendo ainda ser de natureza detríticas. (Suguio, 2003).

A variabilidade também persiste entre os fragmentos grossos. A seleção granulométrica é melhor entre os conglomerados finos, já os conglomerados grossos tendem a apresentar uma granulometria mais pobre, aumentando a participação de detríticos (sejam clastos ou pequenos fragmentos), na resistência mecânica da rocha. Os conglomerados mais homogêneos tendem a produzir fragmentos com equivalência nas suas dimensões. A Figura 6 reproduz os padrões de distribuições granulométricas nos conglomerados. Já os conglomerados com fragmentos discoidais ou elipsoidais, estão relacionados com o comportamento mecânico anisotrópico como xistosidades, estratificação e até planos de fraquezas. (Suguio, 2003).

Figura 6 - Exemplos de padrões de distribuição granulométrica de conglomerados: (a) Bimodal – bem selecionado, suportado pelos grãos matriz (em depósitos modernos são constituídos predominantemente de seixo e areia); (b) Polimodal – suportado pelos grãos matriz mal selecionado; (c) Polimodal – suportado pela matriz.

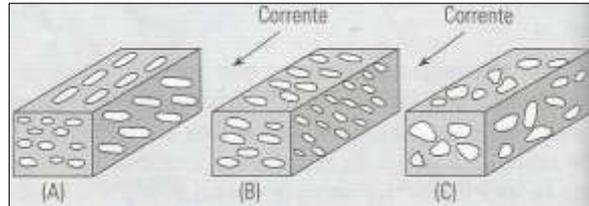


Fonte: Suguio (2003).

No tocante à forma dos fragmentos grossos, segundo Suguio (2003), quanto maior o grau de arredondamento dos seixos melhor será o índice do grau de maturidade quando comparado com aqueles conglomerados que contenha seixos mais ângulos. O arranjo espacial preferencial das partículas fornece importante informações sobre os mecanismos de transportes pelo qual determinado depósito de cascalho tenha passado para a formação do conglomerado,

denotando assim características como mergulho e a direção da camada. Diferentes tipos de padrões de orientações espaciais são apresentados na Figura 7.

Figura 7 – Exemplos de padrões de orientações espaciais de seixos e cascalhos e conglomerados: (A) Eixo maior longitudinal à corrente em planta; (B) Eixo maior transversal à corrente; (C) sem orientação.

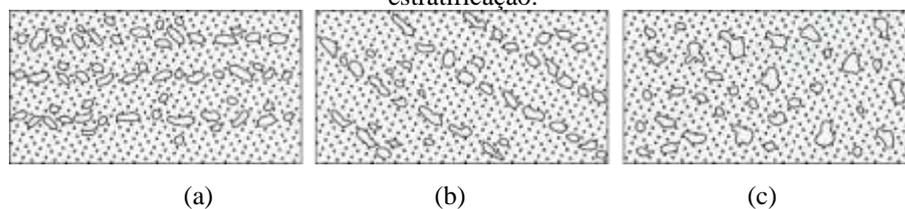


Fonte: Suguio (2003).

Conforme Suguio 2003, a estratigrafia dos conglomerados varia conforme o tamanho e composição dos megaclastos, seleção granulométrica e orientação espacial dos sedimentos, formando acamamentos horizontais, cruzados e maciço. Além do que as camadas podem apresentar diferentes maneira de graduações, ou seja, camadas gradacionais, como apresentadas na Figura 8 e Figura 9.

Ainda de acordo com Suguio (2003), a chamada gradação normal apresentada deposição mais grossa no fundo e à medida que se sobe a camada ocorre uma diminuição de fragmentos e melhor seleção, indicando diminuição na velocidade da corrente durante a deposição. A gradação inversa (reserva), com sedimentos grossos no topo e finos na base. Tanto a gradação normal como inversa possuem uma seleção granulométrica, produto da seleção de partículas provenientes de correntes transportadoras e deposicionais.

Figura 8 – Exemplos de padrões de estratificação de conglomerados com matrizes arenosas: (a) Horizontal com ou sem estratificação gradacional; (b) Cruzada com ou sem estratificação; (c) Maciça ou sem qualquer estratificação.

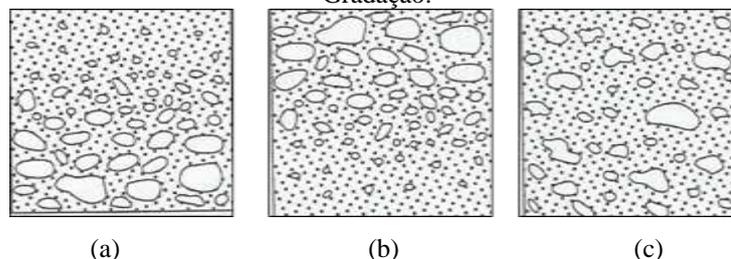


Fonte: Suguio (2003).

A classificação, apresentada por Suguio (2003), dos conglomerados pode ser baseada na textura, composição, conforme a cimentação, ou através do ambiente responsável, ou

ambiente deposicional, como por exemplo, conglomerados marinho, fluvial ou glacial, como apresentados abaixo.

Figura 9 – Camadas com e sem estratificação gradacionais: (a) Gradação Normal; (b) Gradação Inversa; (c) Sem Gradação.



Fonte: Suguio (2003).

A classificação, apresentada por Suguio (2003), dos conglomerados pode ser baseada na textura, composição, conforme a cimentação, ou através do ambiente responsável, ou ambiente deposicional, como por exemplo, conglomerados marinho, fluvial ou glacial, como apresentados abaixo.

Os **ortoconglomerados** - são considerados o tipo mais importante, constituído de seixos de areia grossa e cimento químico, é produto de um ambiente deposicional agitado e apresenta-se associado com arenito. Este tipo de conglomerado pode ainda ser subdividido em:

Conglomerado ortoquartzítico – composto de seixos e materiais de alta dureza, resistência física e baixa alterabilidade química, como quartizito, quartzo, sendo mais comum diâmetros entre 1 a 2, formando depósitos pouco extensos, intercalados por lentes de arenito e muito em praias marinhas.

Conglomerado petroquímico – conglomerados mais antigos com depósitos espessos, com seixos de litologia diversa, estando presentes seixos calhaus de rochas plutônicas, eruptiva, sedimentar ou metamórfica, contudo, observa-se a predominância de um tipo entre os demais. Os depósitos deste tipo de conglomerados com grandes extensões podem estar associados às glaciações ou ao produto de regiões áridas. Estes conglomerados possuem uma destacada granulometria grossa, com caráter polimodal, sendo possível observar uma correlação entre a espessura e a granulometria da rocha.

Paraconglomerado (ou lamito conglomerático) – estes conglomerados são constituídos predominantemente de matriz do que megaclastos (estes chegando a apenas 10%), estes conglomerados quando se encontram laminados, são formados pela queda de megaclastos

em lamas e siltes acumulados em fundo aquoso, apresentam matriz estratificada ou laminadas, a litologia e disposição dos seixos são extremamente variada.

Conglomerados e brechas intraformacionais – são sedimentos formados por fragmentação e redeposição de curtos transportes com material pouco trabalhado, sendo dois tipos os mais comuns: conglomerados com fragmentos de argilito, folhelhos e ardósia (estes com matriz arenosa), o segundo é mais encontrado entre calcários e dolomitos (com fragmentos e matriz carbonática).

2.2.4 Rochas Lutáceas – Argilitos, folhelhos e siltitos

As rochas lutáceas são muito comuns nos registros geológicos, contudo tornam-se menos expostas devido a sua alta erodibilidade. Entre este tipo de rochas, destacam-se os folhelhos, compondo 50% a 80% entre as rochas identificadas, outras formas apresentadas das rochas lutáceas são de difícil identificação e diferenciação devido a granulação dos minerais, requerendo equipamento sofisticados como difração de raio X, difração térmica ou até mesmo microscopia eletrônica de varredura. (Suguio, 2003).

Na composição química destas rochas destaca a importância da Sílica (SiO_2) e da Alumina (Al_2O_3) e o ferro, este tem uma importância na pigmentação destas rochas. A alumina está muito mais presente no fragmento de feldspato e a sílica apresenta-se com maior importância, pois estará diretamente relacionada às argilas e folhelhos, constituindo essencialmente os argilominerais. Este componente tem uma relação forte com a granulometria das rochas lutáceas, pois quanto maior a o teor de sílica mais grossa será a granulometria destas rochas. (Suguio, 2003).

Em relação à composição mineralógica, as rochas lutáceas constituem a fração grossa o quartzo e feldspato e a parte mais fina estão presentes os argilominerais, com mais de 50% da constituição destas rochas. Em razão da composição muito fina, que se entende o rearranjo mineralógico de folhelhos, sendo esta a principal causa da litificação, o qual tem uma composição média dividida em 1/3 de quartzo, 1/3 de argilominerais e 1/3 de outros minerais diversos. (Suguio, 2003).

No tocante à distribuição granulométrica, conforme estudos mais intensificados, mostra-se que em grande parte dos argilitos e folhelhos existe um significativo percentual de silte, sendo raras a composição com argilas puras, atingindo 75% da composição de folhelhos. (Suguio, 2003).

A fissilidade é uma característica proeminente entre os folhelhos, formadas durante orientação provocada pela compactação dos argilominerais e posterior litificação, como mostrado na Figura 10. A fissilidade está relacionada também com teor de argilominerais, graus de cristalinidade, tipo e orientação espacial. Contudo, outros diversos componentes podem favorecer ao aparecimento de fissilidade nestas rochas.

Os folhelhos apresentam também laminações, com espessura variando entre 0,05 a 1,00 mm, proveniente da alternância de partículas finas e grossas, matéria clara e escura, como também alternância em deposição de diferentes minerais predominantes. As laminações é um produto das diferentes velocidades de decantações podendo ser sazonais.

Os folhelhos podem ser classificados das seguintes formas, conforme Suguio (2003):

Folhelhos comuns – são os folhelhos quartzosos (associados aos arenitos ortoquartzíticos), os mais micáceos (aos grauvaques), e os ricos em caulinitas (associados aos arcózios). Folhelhos ricos em illita e clorita denotam origem marinha e a origem de água doce, originam folhelhos ricos em esmectitas.

Folhelho Carbonoso – muito físeis, finos e semiflexíveis, apresentando até 15% de matéria orgânica.

Folhelhos Silicosos – com teor de sílica com até 85%

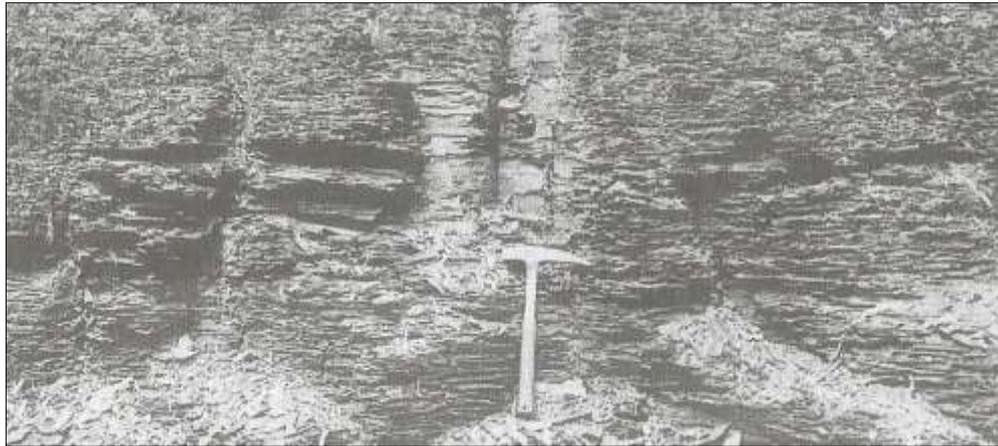
Folhelhos aluminosos – com teores de alumina maiores que 22%.

Folhelhos Calcíticos - folhelhos com teor médio de 6% de CaCO_3 , fissilidade baixa, transformando-se gradualmente a calcário argiloso.

Argilito é a denominação correspondente a uma argila litificada, maciça, sem fissilidade. Contudo, ainda existem denominações do inglês como claystone para argilitos menos endurecidas que folhelhos. A Figura 11 esquematiza a transformação dos sedimentos inconsolidados silto-argilosos em rochas consolidada.

Desta forma, o argilito tem uma textura classificada como granoblástica que consiste em uma textura com grãos grosso e finos com pouca ou nenhuma orientação. Ainda que inserida como rocha metamórfica proveniente de folhelho (Press, Siever, Grotzinger, & H. Jordan, 2008). Isso se deve muito ao desenvolvimento do soterramento profundo como apresentado por Suguio (2003), na Figura 13.

Figura 10 – Folhelho Carbonoso exibindo fissilidade da Bacia do Paraná.



Fonte: Suguio (2003).

Figura 11 - Uma classificação e evolução dos folhelhos e das rochas lutáceas.



Fonte: Twenhofel (1937) apud Suguio (2003).

A fase de soterramento profundo (até 5000 a 10.000 m) leva ao desenvolvimento de lamito (mudstone), que quando apresenta fissilidade (fissility), passa a chamar-se folhelho (shale) gradando para argilito (argillite). Nesta fase a temperatura pode chegar a 150°C e a pressão a mais de 1.200 kgf/cm² e a porosidade de argila dura de até 20% é reduzida a menos de 3% argilito. As mudanças mais conspícuas na composição dos argilominerais, nesta fase, são representadas pelos incrementos dos conteúdos de ilita e clorita e desaparecimento da esmectita, caulinita e feldspato.

2.3 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

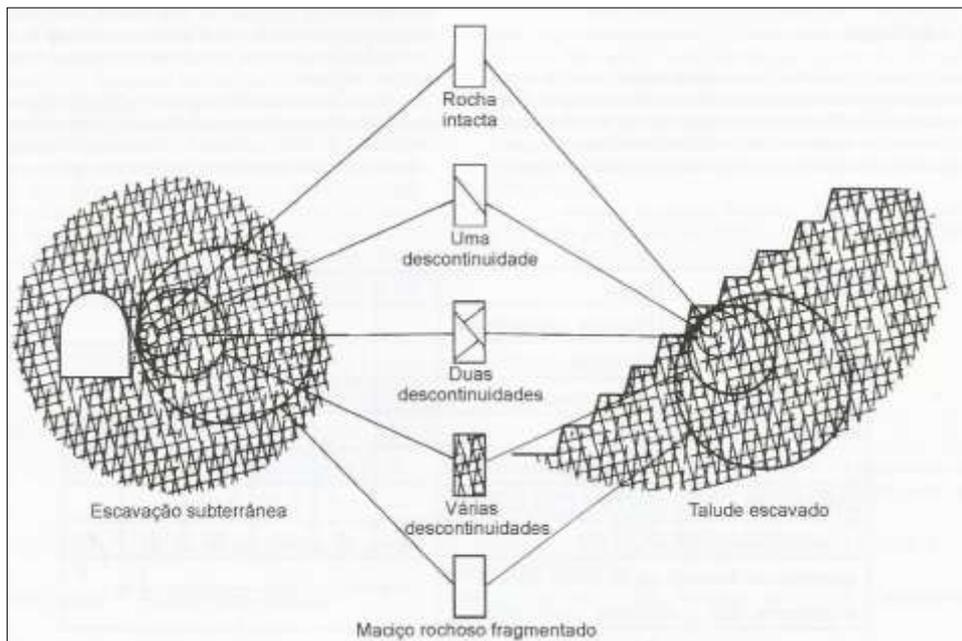
Serão abordados os principais aspectos para a caracterização de maciços rochosos, seus respectivos ensaios de campo e de laboratório e os métodos de classificação.

2.3.1 Caracterização de Maciço Rochosos

Segundo ABGE (2002) a caracterização geológico-geotécnica ou geológico-geomecânica é um procedimento que tem como objetivo evidenciar os atributos do meio rochoso que condicionam o comportamento durante as solicitações impostas por alguma intervenção, neste caso, obras. Esta caracterização leva em questão a heterogeneidade, anisotropia e descontinuidade do maciço rochoso. Como também a escala da porção do maciço, e por esta, pode-se admitir um meio homogêneo, heterogêneo, isotrópico, anisotrópico, contínuo ou descontínuo, com ilustrado na Figura 12.

A caracterização deve ser planejada e executada em concordância com a fase do empreendimento, proporcionando dados em níveis progressivos, tratando os dados e aprimorando-os constantemente. A caracterização busca conhecer o comportamento do maciço relacionado com a deformabilidade, à resistência à permeabilidade, no caso de obras hidráulicas e o estado de tensões, para obras subterrâneas, buscando o aproveitamento destas características para a engenharia, determinadas por meio de ensaios de in situ e em laboratório, associadas principalmente com a litologia, alteração, coerência e descontinuidades. (Oliveira & Brito, 2002).

Figura 12 – Influência da escala na avaliação da homogeneidade, isotropia e continuidade dos maciços rochosos.



Fonte: Oliveira e Brito (2002).

2.3.1.1 Litologia

A classificação litológica buscará caracterizar a rocha por meio da petrografia, identificando a composição mineral, tamanho dos grãos, estruturas e feições, tratada de maneira simplificada e objetiva. Classificando o grupo genético, principais estruturas, textura, granulação e mineralogia. A Comissão de Mapeamento de Geologia de Engenharia apresenta uma classificação resumida em rochas-tipo, largamente usada, contudo, as variabilidades locais de uma mesma classificação litológica devem ser verificadas, visando expressar melhor o comportamento do maciço para fins de engenharia. (Oliveira & Brito, 2002).

Ainda em relação a litologia, a norma ABNT NBR 6502 - 1995 apresenta uma terminologia técnica das características ou definições que podem ser observadas em rochas ou maciços rochosos, resumida na Tabela 4.

No tocante à variabilidade local, a Tabela 5 exemplifica uma observação mais detalhada das variações de um maciço rochoso. Neste caso pode ser observado pontualmente que o arenito com linotipo F, tem cor roxa, é a única com cimentação calcífera e estrutura maciça, com espessura dos estratos acima de 20 cm, com mais alta qualidade geotécnica, entre os demais litotipos.

2.3.1.2 Alteração

A alteração intempérica é responsável pela diminuição da resistência, como também o aumento da deformabilidade e a modificação das propriedades de permo-porosidade. Por esta razão, a alteração também é chamada de decomposição. Devido ao clima tropical do Brasil, a ação do intemperismo pode chegar a considerável profundidade no maciço rochoso, podendo conferi-lo uma acentuada anisotropia. A alteração é a modificação físico-química, alterando as características mecânicas originais da rocha. Os resultados destas modificações podem se manifestar com variações para um mesmo tipo litológico. (Oliveira & Brito, 2002).

A caracterização do estado de alteração pode ser feita por meio de uma análise inicialmente tátil-visual, em muitos casos se requer análise de laboratório. A Tabela 6, apresenta um exemplo de uma forma de classificação. O grau de alteração está geralmente atrelado à diminuição das características mecânicas, principalmente em relação às rochas magmáticas e metamórficas. Nas rochas arenosas o critério de alteração é de difícil

identificação, pois nem sempre se manifesta por mudanças de coloração e/ou brilho dos minerais, nestes casos recorre-se a critérios de coerência. (Oliveira & Brito, 2002).

2.3.1.3 Coerência

A coerência é caracterizada por aspectos provenientes da resistência da rocha ao impacto do martelo e ao risco de uma lâmina de aço. Estes critérios, como apresentados na Tabela 7, são relativos e subjetivos. Deve-se assim, ser comparados com rochas do mesmo tipo. A junção dos critérios de alteração e coerência fornecem dados de cunho prático e confiável referente ao resultado da ação do intemperismo na diminuição da resistência mecânica da rocha, como apresentados na Figura 14. Contudo, estes parâmetros ainda devem ser vistos com ressalvas devido a possibilidade de grande dispersão. (Oliveira & Brito, 2002).

2.3.1.4 Descontinuidades

Este aspecto de maciço rochoso é de suma importância, podendo reger todo o comportamento do maciço rochoso em relação à deformabilidade, resistência, permeabilidade e estabilidade do mesmo. Descontinuidade como falhas e juntas de grande extensão merecem um estudo individualizado e aquelas de menor persistência e/ou ocorrência em grande número no maciço deve ter um estudo de carácter estatístico, colaborando significativamente com seu modelo estrutural.

As descontinuidades devem ser entendidas como qualquer superfície ou volume no maciço rochoso com resistência à tração nula ou muito baixa. Quando tratada a distribuição das descontinuidades, devem ser identificadas e agrupadas em famílias, como o sistema, a atitude, assim como identificadas a persistência das descontinuidades pequenas (≤ 3 m) ou grande (com dezenas de metros de comprimento). (Oliveira & Brito, 2002).

A seguir são comentados os principais aspectos referentes às descontinuidades conforme a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. (Oliveira & Brito, 2002).

O **espaçamento**, distância entre duas descontinuidades da mesma família, que normalmente tendem a aumentar conforme se profunde da superfície, é de fundamental importante em relação ao estudo da deformabilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade. Um critério de espaçamento é apresentado na Tabela 8, sendo esta usual, no entanto, não é a única forma de caracterização no meio técnico.

Em termos de resistência ao cisalhamento das discontinuidades não preenchidas, a **rugosidade** é um parâmetro fundamental, identificando o perfil geométrico e enquadrando conforme a Figura 15. A variação do comportamento geotécnico da discontinuidade é notável também em função do tipo de **preenchimento** contido nela conforme apresentado na Tabela 9. Haja vista que este preenchimento pode variar desde um solo mole até um material mais pétreo, este último poderia lhe conferir maior resistência à discontinuidade.

2.3.1.5 Ensaios de Campo e de Laboratório

Na necessidade e da importância de uma caracterização mais completa do maciço, alguns ensaios de laboratório são necessários com a finalidade de agregar informações mais precisas e detalhadas ao modelo estrutural do maciço, assim como conhecer o comportamento a longo do tempo em relação a aspectos de cunho físico e químico do maciço. Desta forma, a caracterização do maciço pode se separar de um critério subjetivo, relativo ou mesmo qualitativo para um critério objetivo, quantitativo e com melhor exatidão. (Oliveira & Brito, 2002).

2.3.1.5.1 *Ensaios de Campo*

a) Descrição de Testemunhos

A extração e descrição de testemunhos é uma maneira direta, in situ e pontual de descrever o maciço rochoso. Com a quantidade adequada de perfurações é possível obter interpolações e extrapolações das informações geológicas do maciço, ainda que possuam limitações, seja pela complexidade geológica, seja pela eventualidade durante a realização das perfurações. Com a extração de testemunho é possível observar a litologia, alteração, coerência e as discontinuidades. E ainda sobre as discontinuidades, é possível observar a inclinação, fraturamento, rugosidade e preenchimento das mesmas. (Oliveira & Brito, 2002).

O fraturamento é o número de descontinuidades por trechos homogêneos maiores que 10 cm denominado como RQD (Rock Quality Designation) conforme a Equação 2-1. Através da frequência de fraturas é estabelecida um critério de classificação, conforme apresentado na Oliveira e Brito (2002).

Tabela 10. (Oliveira & Brito, 2002).

$$RQD = (\sum p/n) \times 100 \quad (2-1)$$

Onde:

p = o comprimento das peças >10 cm;

n = o comprimento da manobra de avanço de perfuração.

Tabela 4 – Síntese da Classificação de rochas e maciços rochosos.

Definições	Terminologia	Subclassificação
Origem	Ígnea ou Magmática	Plutônica
		Extrusiva ou Vulcânica
		Hipoabissal
	Metamófica	
Sedimentar		Detrítica ou Clástica
		Produto de Atividade Orgânica
Forma de ocorrência	Estratificada	
	Camada ou estrato	
	Lente	
	Derrame	
	Intrusiva	
	Dique	
	Sill (Soleira)	
	Maciço Rochoso	
Coloração	Cor	
	Índice de Cor	
	Cor predominantres dos minerais	Leucocrácica ou clara
		Mesocrácica ou cinzenta
Melanocrácica ou escura		
Equigranular		
Textura	Granulação	Fina ou afinitica
		Média
		Grossa
	Matriz	
	Cimento	
	Maciça compacta ou densa	
	Classificação dos criustais diferenciados e disseminados na massa da rocha	Portifílica
		Vesicular
		Amigdalóide
	Vítrea	
	Brechoide	
	Gnáissica	
	Xistosa	
Foliada		
Composição Química	Alcalina	
	Ultrabásica	
	Básica	
	Intermediária ou Neutra	
Ácida		
Estrutura	Compartimentação	
	Descontinuidade	Atitude (direção e mergulho)
		Espaçamento
		Frequência
		Forma
		Característica do plano
		Preencimento
		Abertura ou espessura
		Largura
	Fratura, junta ou Diaclase	
	Sistema de juntas	
Falhas	Linha de Falha	
	Plano de Falha	
	Rejeito	
	Dobra (anticlinal ou sinclinal)	

Fonte: ABNT NBR 6502 - 1995.

Tabela 5 – Exemplo de uma variação de características litológicas em um mesmo maciço rochoso, Arenito Caiuá.

Característica	Variabilidade	Presença conforme os Tipos Litológicos					
		A	B	C	D	E	F
Tipos Litológicos							
Aumento da resistência da rocha íntecta e melhoria da qualidade geotécnica		—————→					
Cor	Roxa						
	Marrrom Avermelhada						
Cimentação	Calcífera						
	Ferruginosa						
Estrutura	Maciça						
	Estratificada						
Espessura dos Estratos (cm)		-	<2	2-10	2-20	-	-

Fonte: Maranesi (1982) apud Oliveira e Brito (2002).

Tabela 6 – Graus de Alteração.

SIGLAS			DENOMINAÇÕES	CARACTERÍSTICA DA ROCHA
A1	W1	RS	Rocha sã ou praticamente sã	Apresenta minerais primários sem vestígio de alterações ou com alterações físicas e químicas incipientes. Neste caso, a rocha é ligeiramente descolorida.
A2	W2	RAD	Rocha medianamente alterada	Apresenta minerais medianamente alterados e a rocha é bastante descolorida.
A3	W3	RAM	Rocha muito alterada	Apresenta minerais muito alterados, por vezes pulverulentos e friáveis.
A4	W4	REA	Rocha extremamente alterada	Apresenta minerais totalmente alterados e a rocha é intensamente descolorida, gradando para as cores de solo.

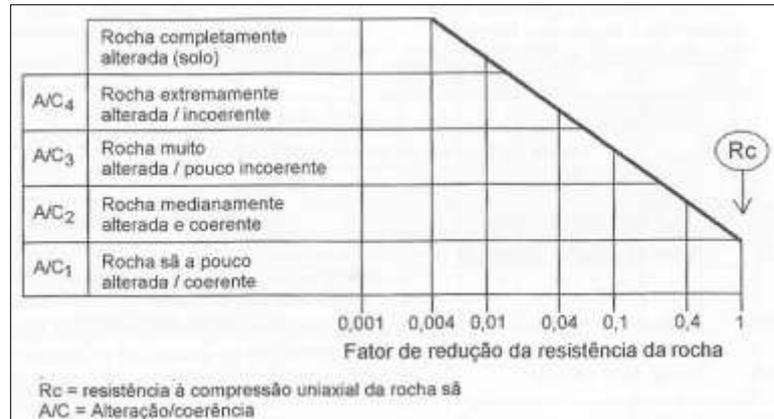
Fonte: IPT (1983) apud Oliveira e Brito (2002).

Tabela 7 – Graus de Coerência.

SIGLAS	DENOMINAÇÃO	CARACTERÍSTICA DA ROCHA
C1	Rocha coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo, produzido fragmentos de bordas cortantes. Superfícies dificilmente riscável por lâmina de aço. Somente escavável ao fogo.
C2	Rocha medianamente coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo. Superfície riscável com lâmina de aço. Escavável a fogo.
C3	Rocha pouco coerente	Quebra com facilidade ao golpe do martelo. Produzindo fragmentos que podem ser partidos manualmente. Superfície facilmente riscável com lâmina de aço. Escarificável.
C4	Rocha incoerente	Quebra com a pressão dos dedos, desgregando-se. Pode ser cortada com lâmina de aço. Friável e escavável com lâmina.

Fonte: Guidicine et al (1973) apud Oliveira e Brito (2002).

Figura 14 – Influência do grau de alteração/coerência na resistência da rocha.



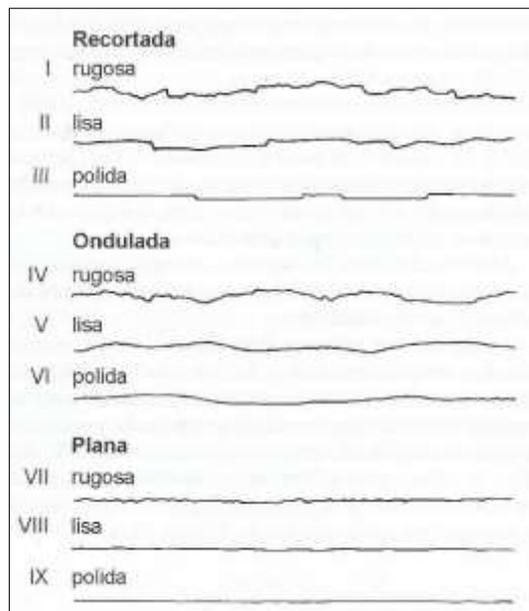
Fonte: Stacey e Page (1986) apud Oliveira e Brito (2002).

Tabela 8 – Espaçamento de continuidades

SIGLAS	ESPAÇAMENTO (cm)	DENOMINAÇÕES
E1	> 200	Muito afastadas
E2	60 a 200	Afastadas
E3	20 a 60	Medianamente Afastadas
E4	6 a 20	Próximas
E5	<6	Muito Próximas

Fonte: Oliveira e Brito (2002).

Figura 15 – Perfis de Rugosidade.



Fonte: Barton et al (1974) apud Oliveira e Brito (2002).

Tabela 9 – Tipos de Superfícies e preenchimento de discontinuidades.

SIGLA	SUPERFÍCIE DAS DESCONTINUIDADES
D1	Contato rocha-rocha, paredes sãs
D2	Contato rocha-rocha, presença de material pétreo rijo Ca - calcita Si sílica
D3	Paredes com alteração incipiente, sinais de percolação d'água, preenchimento ausente
D4	Paredes alteradas, preenchimento ausente
D5	Paredes alteradas, com preenchimento ag1 - preenchimento argiloso mcom espessura de 1 mm gr10 - preenchimento granular com espessura de 10 mm

Fonte: Oliveira e Brito (2002).

Tabela 10 – Graus de Faturamento.

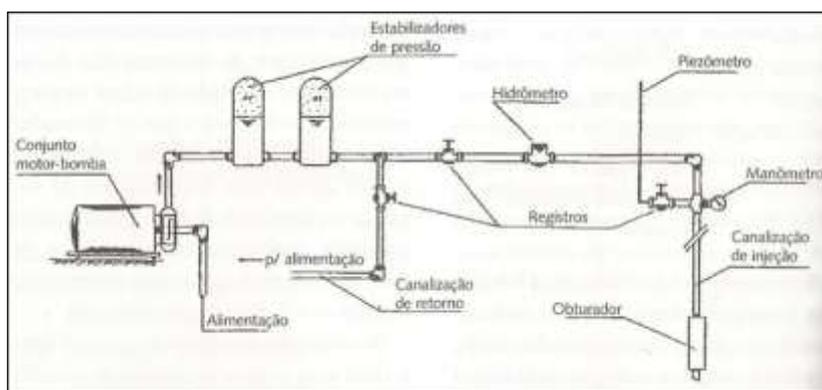
SIGLAS	Fraturas/m	DENOMINAÇÕES
F1	< 1	Ocasionalmente Fraturado
F2	1 a 5	Pouco fraturado
F3	6 a 10	Medianamente fraturado
F4	11 a 20	Muito fraturado
F5	< 20	Extremamente fraturado

Fonte: IPT (1984) apud Oliveira e Brito (2002).

b) Permeabilidade

Entre os ensaios *in situ*, a permeabilidade do maciço rochoso medida através dos ensaios de perda d'água sob pressão, para a qual pode-se estimar o comportamento do fluxo de água presente nas discontinuidades do maciço, estas que são predominantes na sob a permeabilidade por entre a matriz da rocha. A Figura 16 apresenta o arranjo dos equipamentos usados para este ensaio. (Costa, 2012).

Figura 16 – Equipamento do ensaio de perda d'água.



Fonte: Costa (2012).

O Ensaio de Perda d'água é realizado em diferentes estágios, nos quais haverá variação da pressão, desde uma pressão mínima (0,10 kgf/cm²) à máxima (acrescentando 0,25 kgf/cm² por metro de profundidade do maciço rochoso). Com o volume total absorvido e o tempo de cada estágio é possível determinar a vazão (em l/min), e associando-a a extensão do trecho ensaiado é possível determinar a vazão específica Q_e (em l/min/m). Através da carga efetiva C_e , (Ver Equação 2-2), a perda de água específica (absorção específica) P_e , (ver Equação 2-3) e o fator F, (através da Figura 2-17) é obtido coeficiente de permeabilidade k . (Costa, 2012).

$$C_e = \frac{H}{10} + P_m - P_c \quad (2-2)$$

$$P_e = \frac{Q_e}{C_e} \quad (2-3)$$

Onde:

H – Coluna d'água (m);

P_m – pressão manométrica (kgf/cm²);

P_c – perda de carga (kgf/cm²);

C_e – Carga efetiva (kgf/cm²);

Q_e – Vazão específica (kgf/cm²);

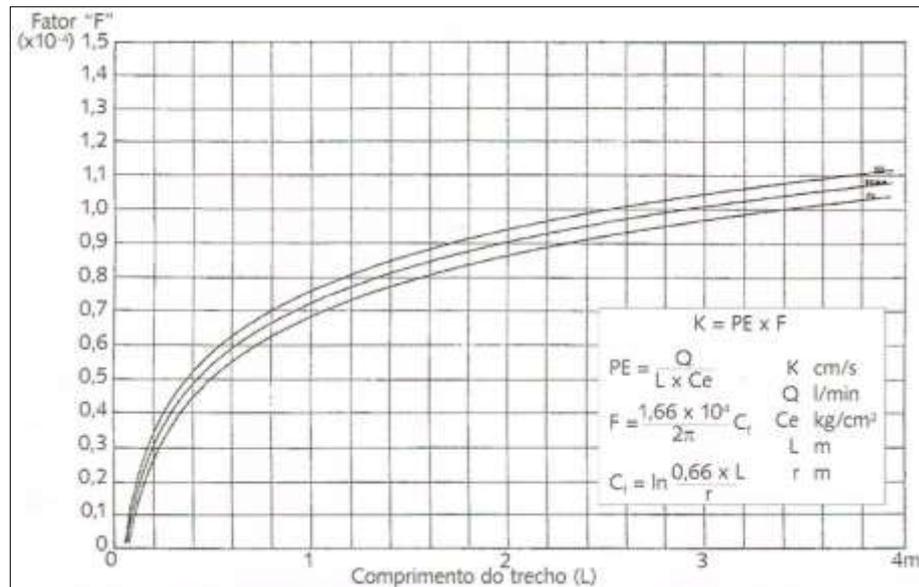
P_e – Perda d'água específica [l/min x m] / [kgf/cm²];

a) Módulo de Deformabilidade

Em relação aos ensaios de deformabilidade, devido ao alto custo (equipamento conforme a Figura 17), somente justifica seu uso em situações que após a caracterização geológica ainda existam dúvidas sobre a mesma, em termos de parâmetros relacionados com a relação tensão-deformação, lançando mão, principalmente, do uso de equipamentos tipo macacos planos. O ensaio de deformabilidade é realizado por meio de ciclos de carregamentos e descarregamentos, nos quais é normalmente aplicada como carga máxima um valor acima daquela requerida pela obra ou determinada pelo projeto. As deformações do maciço são relacionadas das tensões aplicadas, obtendo assim as relações tensão x deformação do mesmo, como também as deformações residuais (Costa (2012)).

Figura 19). (Costa, 2012).

Figura 17 - Gráfico do fator F para determinação da permeabilidade.



Fonte: ABGE (1975) apud Costa (2012).

Por outro lado, é recomendado também o uso de dilatômetro, que através da injeção de água, por meio de ar comprimido, infla-se a camisa de borracha presente no equipamento e por meio de transdutores, é possível medir a deformação do maciço rochoso e relacionar com a pressão conferida ao equipamento (ver

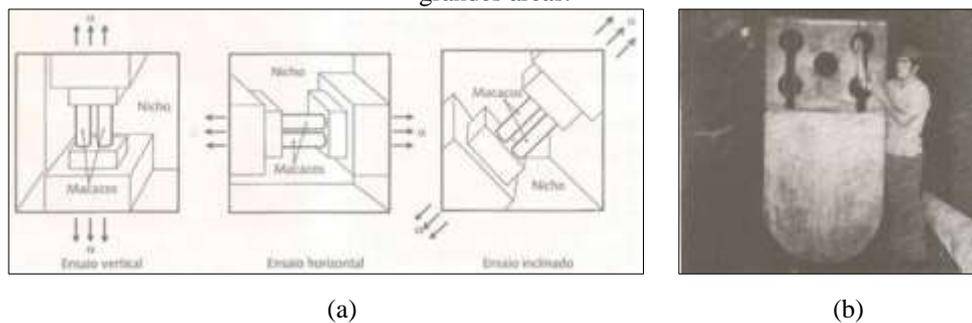
Figura 20 e Figura 21), vista como uma alternativa não tão onerosa para a obtenção de parâmetros de tensão x deformação do maciço (Figura 22). Desta forma, o ensaio dilatométrico agrega valiosas informações à investigação do maciço, pois em um furo de sondagem com diâmetro NX, através da qual serão obtidas inúmeras propriedades, ainda é possível conseguir informações de tensão x deformação, com o estado tensão natural do maciço, com baixo custo. Considerando as demais possibilidades. (Costa, 2012).

Contudo, deve ser registrado que o ensaio dilatométrico, trata-se do equipamento Dilatômetro tipo BHD, Borehole Dilatometer. Este equipamento foi desenvolvido pelo LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal. O ensaio segue as normas DMT–ISO/TS22476-11:2005 e ASTM D6635-01(2007).

Com este equipamento o ensaio dilatométrico pode ser utilizado em maciço de rochosos bem fraturados, em rochas brandas e deformáveis, como também, pode ser empregado em diversas direções de furos, sobre a superfície do terreno (usado para fundações de barragens) ou em obras subterrâneas (como galerias e túneis), e ainda utilizado em diversas situações de saturação e abaixo de nível freático. A limitação encontrada trata-se do fato que o volume

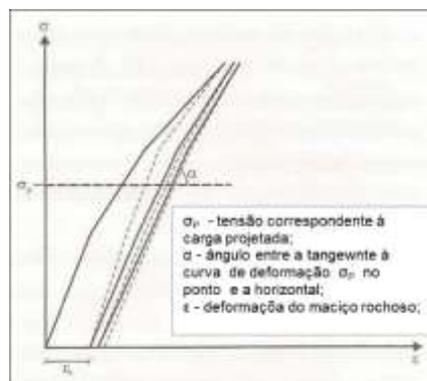
ensaiado do maciço é pequeno (remetendo assim a problemas de escala), obtendo, desta forma, um módulo de deformabilidade local, devido à pequena área de contato ensaiada. Esta desvantagem pode ser contornada por meio da facilidade de descolamento do equipamento ao longo do furo, estendendo a aplicação da carga no mesmo. (Costa, 2012) e (Cacilhas, 2015).

Figura 18 - (a) Posicionamento de macacos gigantes para o ensaio de deformabilidade. (b) Macaco plano para grandes áreas.



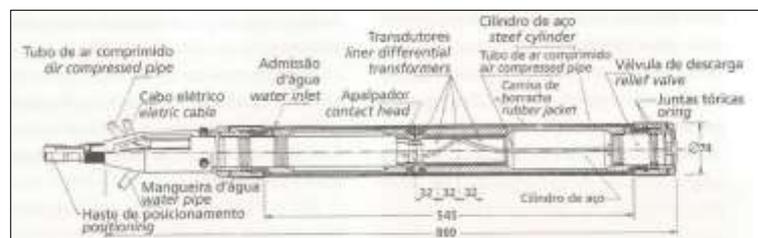
Fonte: Costa (2012).

Figura 19 - Gráfico de Tensão de Deformação.



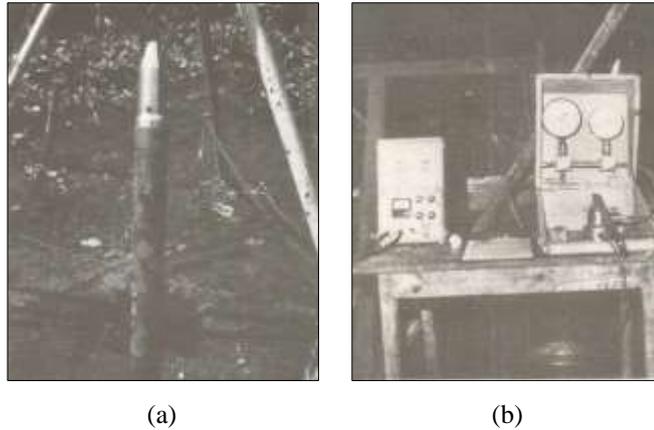
Fonte: Costa (2012).

Figura 20 - Detalhes do Dilatômetro (Tipo BHD).



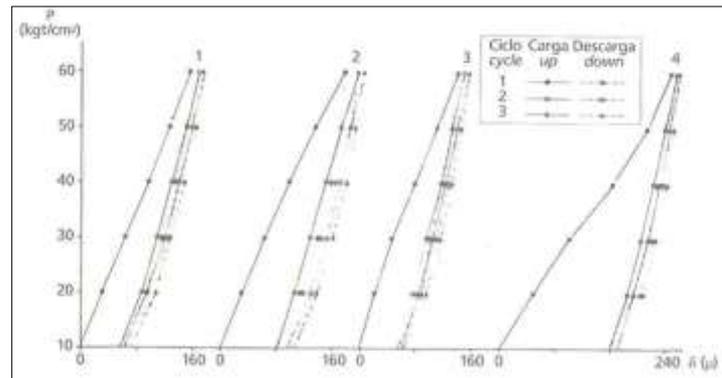
Fonte: Costa (2012).

Figura 21 – (a) Dilatômetro (BHD) em campo. (b) Equipamento de leitura.



Fonte : Costa (2012).

Figura 22 - Curvas σ x τ e tal em um ensaio de dilatômetro.



Fonte: Costa (2012).

Ensaio in situ do grupo de Pressiômetros, tipo autoperfurantes, tem aplicabilidade considerada alta a moderada para a obtenção de parâmetros que descrevem o comportamento de tensão-deformação de solos tais como: Módulo Cisalhante para pequenas deformações (G_0), Relação tensão deformação (σ - ϵ) o Módulo de deformabilidade volumétrico, além de informações sobre compressibilidade e capacidade de carga. Os solos granulares, alterações de rochas e solos finos são os mais adequados para o uso destes ensaios. (Shnaid & Odebrecht, 2012) e (Budhu, 2013).

Parâmetros relacionado com o comportamentos tensão-deformação de solos e rochas também pode ser obtido in-situ através outros de ensaios de campo, tais como os ensaios pressiométricos (PMT ou SBPMT).

2.3.1.5.2 Ensaios de Laboratório

a) Petrografia e Propriedades Índices

Inicialmente, entre os demais ensaios de laboratório, o ensaio de caracterização petrográfica se detém a conhecer melhor a litologia, que poderá fornecer informações sobre a composição mineralógica, granulação, texturas com posição e microfissuração. As propriedades índices também poderão ser determinadas em laboratório, como teor de umidade, expansão, absorção d'água e desgaste úmido. (Oliveira & Brito, 2002).

b) Permeabilidade e Porosidade

No tocante à porosidade, esta é obtida com a diferença de peso da amostra de rocha seca e saturadas. Entre as rochas sedimentares a porosidade pode variar entre 5 a 30%, enquanto nas rochas ígneas ou metamórficas a porosidade, varia entre 0,1% a 1,0%. Em relação à permeabilidade, obtém-se o coeficiente de permeabilidade (K) que pode chegar a 10^{-3} cm/s nas rochas sedimentares entre 10^{-5} a 10^{-7} cm/s para rochas ígneas. O ensaio de permeabilidade utiliza o mesmo equipamento do ensaio realizado em solos. (Costa, 2012).

c) Compressão Uniaxial

Com os ensaios de compressão uniaxial é possível obter a resistência à compressão da rocha, através de ensaios de compressão simples e pontual (Costa, 2012). Este ensaio é a base de classificação de maciços rochosos, podendo observar uma classificação preliminar na Figura 23. (Fiori & Carmignani, 2011).

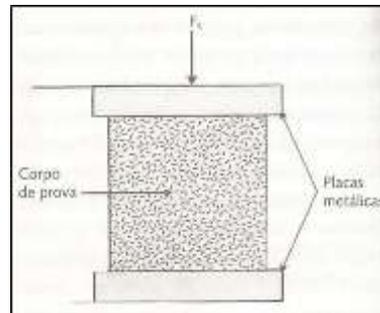
Figura 23 – Classificação de Rochas com base em ensaios de compressão.

Golpes com o martelo de geólogo			Requer diversos golpes fortes para quebrar		Pode ser somente lascada
Esfarela → Quebra facilmente					
Riscando com picareta					
Riscando com o canivete					
Fácil → Difícil					
Extremamente fraca	Muito Fraca	Fraca	Medianamente forte	Muito forte	Extremamente forte
2 6 20			60 200		(Mpa)

Fonte: Fiori e Carmignani (2011).

No ensaio compressão simples (ou compressão uniaxial, propriamente) a amostra cilíndrica (com comprimento entre duas a três vezes o diâmetro) é submetida à pressão axial crescente até seu rompimento (ver Figura 24). A resistência à compressão é então determinada através das Equação 2-4 e 2-5. No tocante ao ensaio de compressão pontual (através da norma ASTM D5731), um corpo rochoso cilíndrico é submetido ao esforço de compressão de uma prensa pontiaguda. Na realização do ensaio é obtido o índice de carga pontual (I_s), expresso através da Equação 2-6, enquanto a resistência de compressão pontual é dada por meio da Equação 2-7. (Costa, 2012).

Figura 24 - Esquema de Ensaio de Compressão.



Fonte: Costa (2012).

$$S_c = \frac{F_c}{A} \quad (2-4)$$

$$S_c = \frac{S_{c0}}{0,778 + 0,22 \frac{D}{L}} \quad (2-5)$$

Onde:

S_c – Resistência a compressão (kgf/cm² ou Mpa);

F_c – força compressiva (kgf ou kN);

A – área do corpo de prova (cm²);

S_{c0} – resistência à compressão $L=D$ (kgf/cm² ou Mpa);

L = comprimento da amostra (cm);

D = diâmetro da amostra (cm).

$$I_s = \frac{F}{D^2} \quad (2-6)$$

$$S_c = (14 + 0,175 \cdot D) \cdot I_s \quad (2-7)$$

Onde:

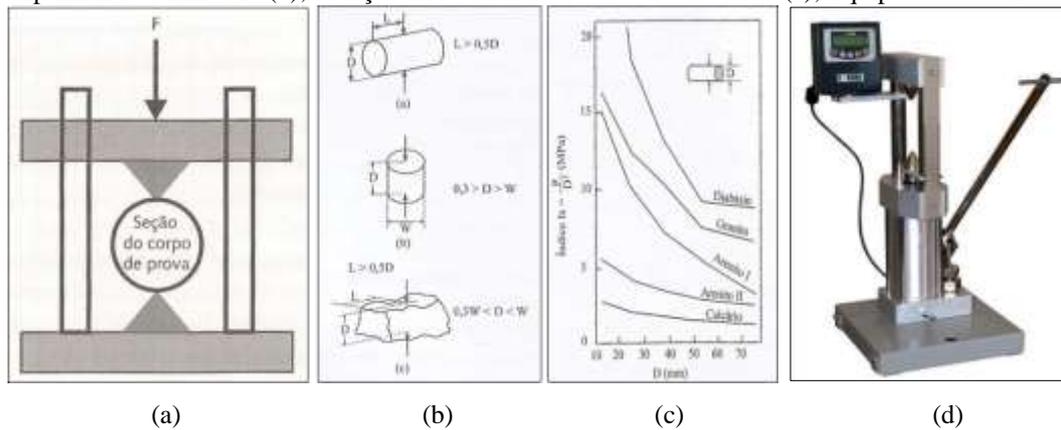
S_c - Resistência à compressão pontual (kgf/cm^2 ou MPa);

I_s - Índice de Carga Pontual (kgf/cm^2 ou MPa);

F - Força pontual aplicada (kgf ou kN);

D - Diâmetro do corpo de prova (cm).

Figura 25 - Ensaio de Compressão Pontual: Esquema de realização (a); Relações entre o diâmetros e comprimento da Amostra (b); Relação entre o Diâmetro da amostra e o I_s (c); Equipamento de Ensaio.

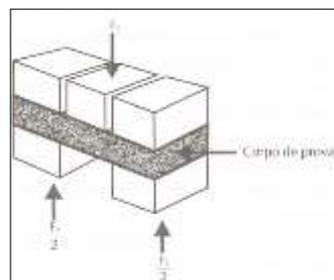


Fonte: Costa (2012).

d) Resistência ao cisalhamento não confinado

Entre os ensaios mais citados, destaca-se pela frequência de uso, o ensaio com amostra de solos prismático tabular, ilustrado conforme a Figura 26. A resistência de a cisalhamento (S_s) é expresso por meio de Equação 2-8.

Figura 26 - Esquema do Ensaio do cisalhamento não confinado.



Fonte: Costa (2012).

$$S_s = \frac{F_c}{2A} \quad (2-8)$$

Onde:

Ss – resistência ao cisalhamento (kgf/cm² ou MPa);

Fc – força compressiva (kgf ou kN);

A – área do corpo de prova no sentido da ruptura.

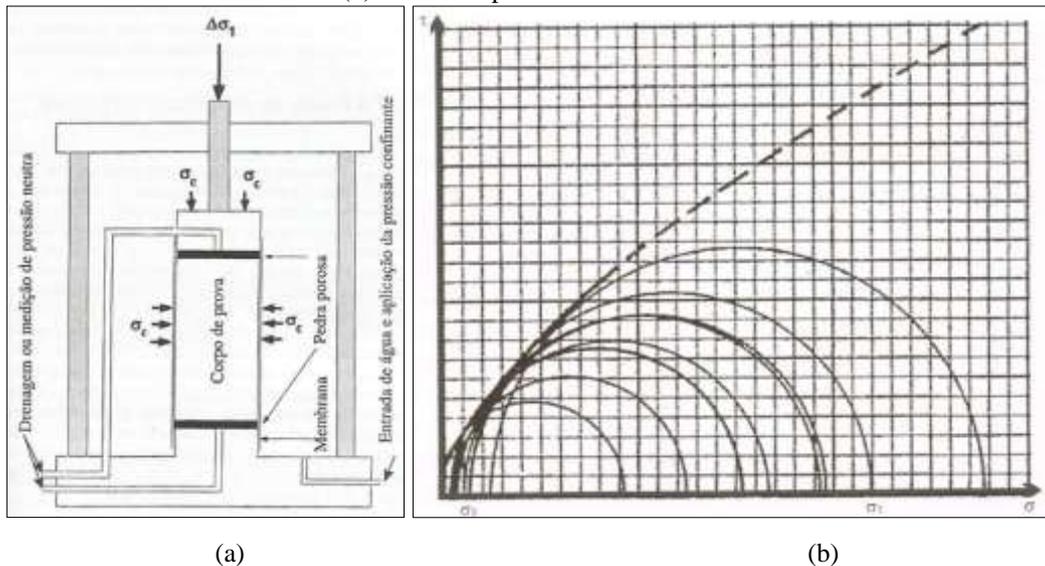
e) Resistência ao cisalhamento confinado, ou triaxial.

O ensaio se assemelha inteiramente, em termos de equipamento, com o ensaio triaxial para solos. A finalidade é obter parâmetros de resistência reproduzindo o estado de tensões. Em relação às amostras rochosas, as dimensões obedecerão às mesmas prescrições do ensaio de compressão simples. Em rochas metamórficas e ígneas, não é necessário drenar a amostra, devido à baixa porosidade, realizando então o ensaio UU, contudo as pressões obtidas deverão ser consideradas pressão efetivas e não totais (c' e ϕ'). Em amostras rochosas a envoltória de ruptura tenderá à uma leve curvatura, diferentemente das envoltórias comuns de ensaios com solos (Figura 27). (Costa, 2012).

f) Resistência à Tração

Dois ensaios podem determinar a resistência à tração, o direto e indireto. No ensaio de tração direta, a amostra (com forma cilíndrica) é tracionada através de dois insertes metálicos fixados na extremidade da mesma. A resistência é dada pela Equação 2-9, resistência à tração. Já no ensaio indireto (ou Ensaio Brasileiro (desenvolvido por Lobo Carneiro), a amostra é comprimida longitudinalmente, conforme a Figura 27, gerando esforço de tração no plano longitudinal, expressa pela Equação 2-10, resistência à tração indireta. (Costa, 2012).

Figura 27 – (a) Esquema do Ensaio Triaxial (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998);
(b) Gráfico Típico $\tau \times \sigma$ de Rochas

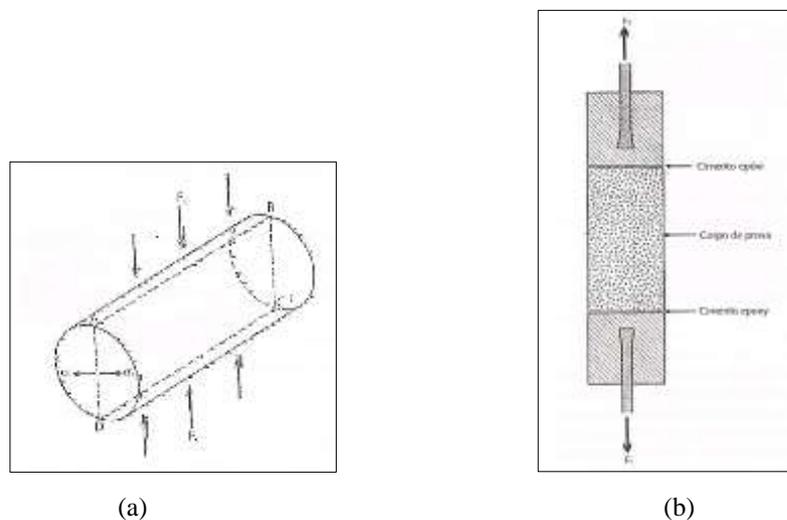


Fonte: Costa (2012).

g) Resistência à Flexão

Um corpo cilíndrico é apoiado em um suporte (ver Figura 28), no qual é aplicado um esforço até o rompimento da amostra. A resistência à flexão é então calculada através da Equação 2-11 e 2-12, resistência à flexão, para corpos de prova não cilíndricos. A importância do ensaio de resistência à flexão, deve-se à utilização desta informação como parâmetro, que colabora com a definição de estabilidade de tetos de escavações de túneis, e usinas subterrâneas em projeto de barragens. (Costa, 2012).

Figura 28 - Esquema do Ensaio de Tração: Direto (a); Indireto (b) (Costa, 2012).



Fonte: Costa (2012).

$$St = \frac{Ft}{A} \quad (2-9)$$

$$St = \frac{6Fc}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (2-10)$$

Onde:

St – resistência à tração (kgf/cm²);

Ft – força tracional (kgf ou kN);

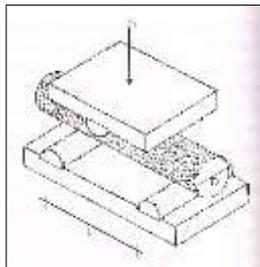
Fc – força de compressão aplicada (kgf ou kN);

A – Área do corpo de prova (cm²);

D – Diâmetro do corpo de prova (cm);

L – Comprimento do corpo de prova (cm).

Figura 29 - Esquema do Ensaio de Flexão



Fonte: Costa (2012).

$$S_F = \frac{8 \cdot F \cdot L}{\pi \cdot D^3} \quad (2-11)$$

$$S_F = \frac{3 \cdot F \cdot L}{2 \cdot b \cdot a} \quad (2-12)$$

Onde:

Sf – resistência flexural (kgf/cm² ou MPa);

Fc – força compressiva aplicada até a ruptura (kgf/cm² ou MPa);

L – distância entre os suportes da base (cm);

D – diâmetro do corpo de prova (cm);

a – espessura (cm);

b – largura (cm).

h) Ensaio de Durabilidade a Úmido

Algumas rochas apresentam um maior grau de sensibilidade a ciclos de umedecimento e secagem alterando assim a durabilidade da mesma. A resistência de rochas recém escavadas

pode ser bem diferente quando expostas aos efeitos do intemperismo. O ensaio de durabilidade a úmido (slake-durability test) busca definir a resistência da rocha a ciclos de umedecimento e secagem, atualmente padronizado pela ISRM – International Society for Rock Mechanics. O ensaio consiste tomar amostras entre 60 a 40 gramas, seca-las e inseri-las em um cilindro, o qual será rotacionado por 10 min ao redor de seu eixo enquanto está imerso em água até a metade de seu diâmetro, posteriormente seca-se a amostra e pesando-se novamente. Por meio deste ensaio é possível obter o Índice de Durabilidade (I_{d2}), que mede a variação de peso antes e depois do ensaio, ou seja, o percentual de perda de material da amostra, conforme apresentado na Equação 2-13. O ISRM sugere ensaios composto de dois ciclos para rochas com alto teor de argila, contudo ainda há uma discussão técnica em curso, existindo assim a busca pela permanência de um só ciclo (I_d). (Fiori & Carmignani, 2011).

Através dos valores de I_{d2} é possível classificar a rocha, conforme a Tabela 11. Alguns autores propuseram relacionar a resistência das rochas em função do I_{d2} , conforme apresentado na Figura 30. (Fiori & Carmignani, 2011).

$$I_{d2} = \frac{P_{seco\ do\ segundo\ ciclo}}{P_{seco\ inicial}} \cdot 100 \quad (2-13)$$

Tabela 11 - Classificação de Rochas com base no ensaio de dois de ciclos (I_{d2}) e um ciclo (I_d).

Índice de Durabilidade (I_{d2}) %	Classificação	Índice de Durabilidade (I_d) %	Classificação
0-30	Muito Baixo	0-25	Muito Baixo
30-60	Baixo	25-50	Baixo
60-85	Médio	50-75	Médio
85-95	Médio -Alto	75-90	Alto
95-98	Alto	90-95	Muito Alto
98-100	Muito Alto	95-100	Extremamente Alto

Fonte: Johnson e Degraf (1988) apud Fiori e Carmignan (2011).

2.3.2 Classificação Geomecânica do Maciço Rochoso

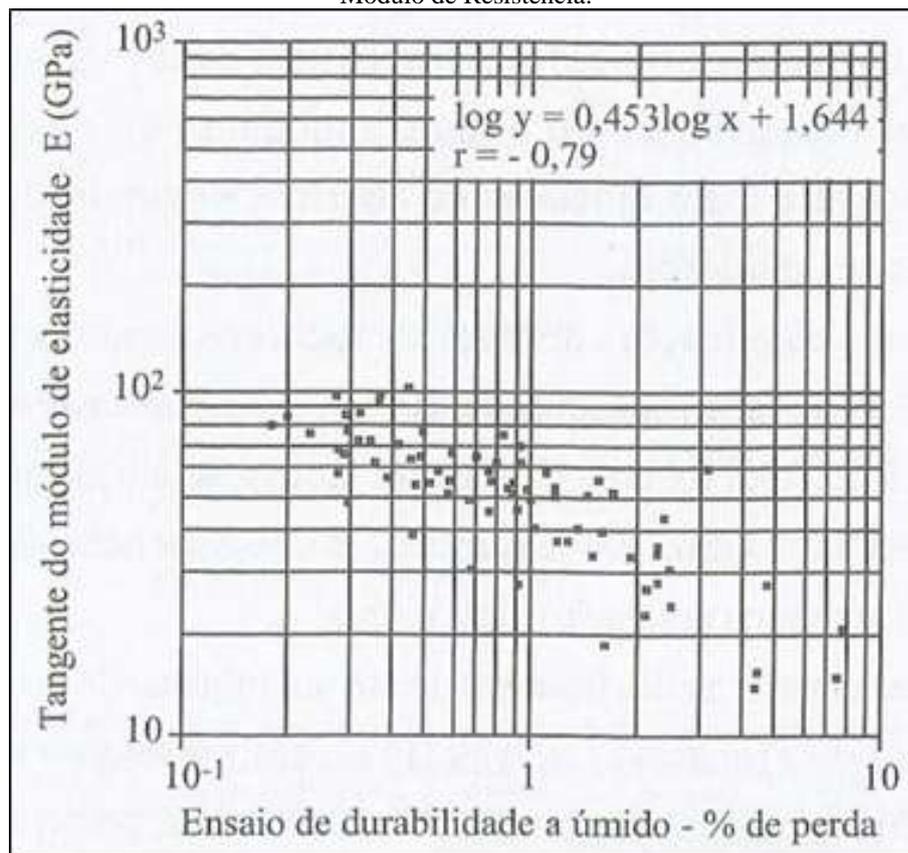
A classificação geomecânica de um maciço rochoso pode ser realizada lançando mão de sistema de classificação de maciços, provenientes de uma base de dados em outros maciços estudados, que a través de uma hierarquização, busca-se prever as aptidões do comportamento geomecânico do maciço em questão. Sendo uma maneira de generalizar comportamento entre obras realizadas em maciços com características semelhantes. A simplicidade destes sistemas se reflete em uma alternativa menos onerosa quando já se possui um pleno conhecimento

geológico e geotécnicos do maciço em questão. Contudo, pede-se cautela pois ainda se trata de uma abordagem empírica. (Oliveira & Brito, 2002).

A realização da classificação geomecânica requer objetividade, confiabilidade, validade e sensibilidade, resultados que sejam possíveis de serem comparados e relevância nos dados, que possibilitem a definição do conjunto de propriedades geológicos-geotécnica em diferentes zonas do maciço rochoso. Em resumo, toma-se como principais parâmetros: a resistência da rocha, resistência e orientação das discontinuidades, densidade de compartimentação do maciço, influência da água subterrânea e condições de tensão circundante à região de intervenção. (Oliveira & Brito, 2002).

Os sistemas de classificação foram evoluindo desde a década de 40, culminando nos sistemas com RMR e o sistema Q, apresentados a seguir.

Figura 30 - Relação entre o ensaio de durabilidade de um ciclo, como percentual de perda e a tangente do Módulo de Resistência.



Fonte: Aufmuth (1974) apud Fiori e Carmignani (2011).

2.3.2.1 Sistema RMR

Este sistema de classificação tem a principal finalidade caracterizar os parâmetros condicionantes do comportamento dos macios, agrupando ou compartimentando uma determinada formação rochosa com qualidade distintas, fornecendo, assim informações quantitativas para o projeto geomecânico. Para a caracterização são necessárias informações como resistência simples (índice de compressão puntiforme); RQD; espaçamento das descontinuidades; padrão das descontinuidades; ação da água subterrânea e orientação. (BIENAWSKI, 1979 apud OLIVEIRA E BRITO, 2002).

Tabela 12 - Sistema de Classificação Geomecânica RMR.

Resistência da Rocha Intacta	Índice Puntiforme (MPa)	10	4 - 10	2-4	1-2	Utilizar compressão simples			
	Compressão simples (MPa)	250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	15 - 25	1 - 15	1	
	Peso Relativo	15	12	7	4	2	1	0	
RQD		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25			
	Peso Relativo	20	17	13	8	3			
Espaçamento entre as fraturas	> 2 m		6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
	Peso Relativo	20	25	10	8	5			
9a	Condições das Fraturas	Superfícies muito rugosas; não contínuas; fechadas paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura < 1 mm; paredes duras	Superfícies pouco rugosa; abertura < 1 mm; paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5 mm ou abertura 1 - 5 mm; contínuas	Preenchimento mole > 5mm ou abertura > 5mm; contínuas			
		Peso Relativo	30	25	20	10	0		
Água subterrânea	Infiltração em 10 m de túnel	Nenhuma (ou)	< 1,0 l/min	< 25 l/min	< 25-125 l/min	< 125 l/min			
	Relação: pressão de água na fratura / tensão principal máxima	0,0 (ou)	< 0,1	< 0,1 - 0,2 (ou)	0,2 - 0,5 (ou)	0,5 (ou)			
	Condições	Completamente seco		Umidade	Água sob pressão moderada	Problemas graves de água			
	Peso Relativo	10		7	4	0			
9b	Direção e Mergulho	Muito Favorável		Favorável		Ajuste para orientação das descontinuidades			
		Túneis		Fundações		Aceitável		Desfavorável	
	Peso Relativo	0	-2	-5	-10	-12			
	Peso Relativo	0	-2	-7	-15	-50			
	Peso Relativo	0	-2	-25	-50	-60			
9c	Classe	I		II		Classe do maciço rochoso			
		Muito Bom		Bom		Regular		Pobre	
	Soma dos Pesos	100 - 81		81 - 61		60 - 41		40 - 21	
	Soma dos Pesos	20		Significado das Classe					
	Classe	I		II		III		IV	
	Tempo médio de auto sustentação	10 anos		6 meses		1 semana		5 horas	
	Vão de seção	15 m		10 m		5 m		2,5 m	
	Coesão	> 400 kPa		400 - 300 kPa		300 - 200 kPa		100 - 150 kPa	
	Ângulo de atrito	> 45°		35 - 45°		25 - 35°		15 - 25°	
		< 15°							

Fonte: Bienawski (1979) apud Oliveira e Brito (2002).

A relação entre vão livre estimado, pelo sistema RMR, e o tempo de sustentação é apresentado pela Figura 31.

2.3.2.2 Sistema Q

O sistema Q, de origem norueguesa, através da formação de um histórico de dados, tem a finalidade de quantificar o comportamento geomecânico do maciço rochoso expresso pela Equação 2-14. (Oliveira & Brito, 2002).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2-14)$$

Onde:

RQD = índice de designação de qualidade da rocha (Rock Quality Designation);

J_n = índice de influência do número de famílias das descontinuidades;

J_r = índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades;

J_a = índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades;

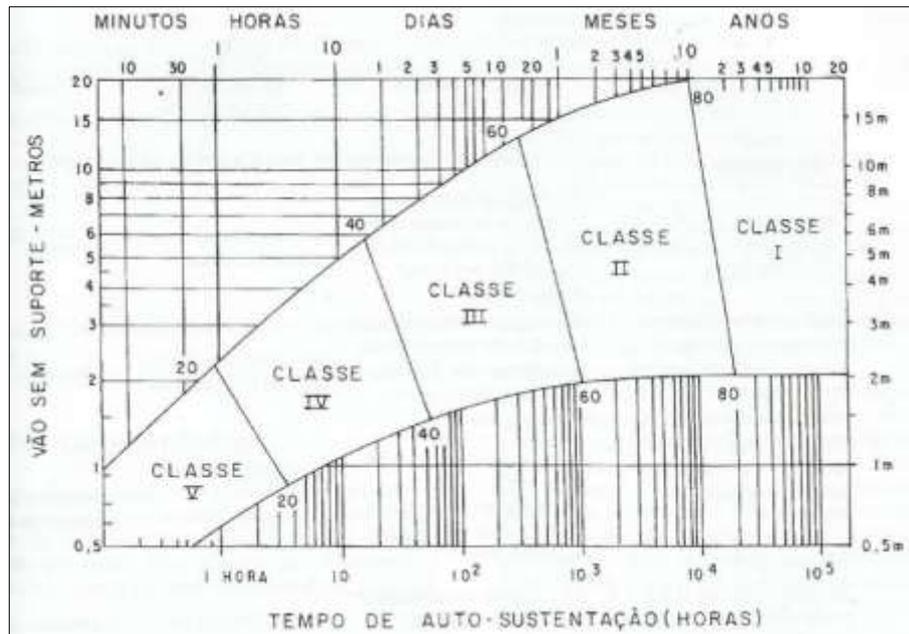
J_w = índice de influência da ação subterrânea;

SRF = índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade (Stress Reduction Factor).

No sistema de Q os valores índices podem variar, como descritos abaixo, os critérios de que balizam estes valores são apresentados nas Tabela 13 Tabela 18. (Fiori & Carmignani, 2011).

- RQD: 10 a 100;
- J_n : 0,5 a 20;
- J_r : 0,5 a 4;
- J_a : 0,075 a 20;
- J_w : 0,05 a 1,0;
- SRF: 0,5 a 20.
- Q: 0,0001 (Rochas brandas) a 1000 (Maciços sãos).

Figura 31 - Relação entre vão livre e tempo de auto-sustentação.



Fonte: Bieniawski (1976) apud Oliveira e Brito (2002).

O sistema de classificação RMR e o sistema Q, podem se relacionar, através de valores resultantes de suas respectivas classificações dos maciços. Esta relação é expressa pela Equação 2-15, Bieniawski (1976) apud (Oliveira & Brito, 2002).

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (2-15)$$

Na bibliografia existem diversas variações da relação do sistema RMR com outros sistemas de classificação, contudo são relações que levam a valores estimados de sistemas de classificação empírico, por isso deve-se guardar reserva na sua utilização (Oliveira & Brito, 2002).

Tabela 13 - Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades (J_n).

Condições de compartimentação do maciço	Valores J_n
A - Fraturas esparsas ou ausentes	0,5 - 1,0
B - Uma família de fraturas	2
C - Uma família, mais fraturas esparsas	3
D - Duas famílias de fraturas	4
E - Duas famílias, mais fraturas esparsas	6
F - Três famílias de fraturas	9
G - Três famílias, mais fraturas esparsas	12
H - Quatro ou mais famílias de fraturas	15
I - Rocha triturada (completamente fragmentada)	20

Fonte: Barton et al (1974) apud Fiori e Carmignani (2011).

Tabela 14 - Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades, J_r .

a- Fraturas sem deslocamento relativo. Contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas	
b- Fraturas com deslocamento relativo (menos de 10cm). Contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas	
Condições de rugosidade das paredes	Valores J_r
A- Fraturas não persistentes	4
B- Fraturas rugosas ou irregulares, onduladas	3
C- Fraturas lisas, onduladas	2
D - Fraturas polidas, onduladas	1,5
E - Fraturas rugosas ou irregulares, planas	1,5
F - Fraturas lisas, planas	1,0
G - Fraturas polidas ou estriadas, planas	0,5
c- Fraturas com deslocamento relativo. Não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas	
Descrição	Valores
H - Fraturas com minerais argilosos	1,0
I - Zonas esmagadas	1,0

Fonte: Barton et al (1974) apud Fiori e Carmignani (2011).

Tabela 15 - Índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades, J_a .

a- Fraturas sem deslocamento relativo. Há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas.	
Condições de alteração das paredes	Valores J_a
A - Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto)	0,75
B - Paredes sem alteração, somente leve descoloração ($\phi_r = 25-35^\circ$)	1,0
C - Paredes levemente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não argilosas ($\phi_r = 25-35^\circ$)	2,0
D - Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas ($\phi_r = 20-25^\circ$)	3,0
E - Paredes com películas de materiais moles ou com baixo ângulo de atrito (caolinita, clorita, talco, grafita, etc.) e pequena quantidade de minerais expansivos ($\phi_r = 8-16^\circ$)	4,0
b- Fraturas com deslocamento relativo (menos de 10cm). Há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas.	
F - Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, sem argila ($\phi_r = 25-35^\circ$)	4,0
G - Fraturas com preenchimento argiloso sobreconsolidado (espessura < 5mm) ($\phi_r = 16-24^\circ$)	6,0
H - Fraturas com preenchimento argiloso subconsolidado (espessura < 5mm) ($\phi_r = 12-16^\circ$)	8,0
I - Fraturas com preenchimento argiloso expansivo, como por exemplo a montmorilonita (espessura < 5mm) ($\phi_r = 12-16^\circ$)	8,0 - 12,0
c- Fraturas com deslocamento relativo. Não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas.	
J, K, L - Zonas com rochas trituradas ou esmagadas, com argila (ver G, H e I para condições do material argiloso) ($\phi_r = 6-24^\circ$)	6,0 - 8,0 ou 8,0 - 12,0
M - Zonas siltosas ou areno-argilosas com pequena quantidade de argila.	5,0
N, O, P - Zonas ou bandas contínuas de argila (ver G, H e I para condições de material argiloso) ($\phi_r = 6-24^\circ$)	10,0 - 13,0 ou 13,0 - 20,0

Fonte: Barton et al (1974) apud Fiori e Carmignani (2011).

Tabela 16 - Índice de influência da ação subterrânea, J_w .

Condições de afluência de água	Valores J_w	Pressão de água (Kg/cm^2)
A- Escavação a seco ou com pequena afluência de água (<5 l/min)	1,0	< 1
B - Afluência média da água com lavagem ocasional do preenchimento das fraturas	0,66	1,0 - 2,5
C- Afluência elevada em rochas competentes, sem preenchimento das juntas	0,5	2,5 - 10,0
D- Afluência elevada com considerável lavagem do preenchimento das fraturas	0,33	2,5 - 10,0
E- Afluência excepcionalmente elevada (ou jatos de pressão), decaindo com o tempo	0,2 - 0,1	>10,0
F- Afluência excepcionalmente elevada (ou jatos de pressão), sem decaimento com o tempo	0,1 - 0,05	>10,0

Fonte: Barton et al (1974) apud Fiori e Carmignani (2011).

Tabela 17 - índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade, STF.

a- Zonas alteradas	
Condições das tensões dos maciços	SFR
A - Ocorrência de múltiplas zonas alteradas contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade qualquer)	10,0
B - Zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação $\leq 50m$)	5,0
C - Zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (Profundidade de escavação $> 50m$)	2,5
D - Múltiplas zonas esmagadas em rocha competente, sem argila (profundidade qualquer)	7,5
E - Zona esmagada em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação $\leq 50m$)	5,0
F - Zona esmagada em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação $> 50m$)	2,5
G - Fraturas abertas, fraturamento muito intenso (profundidade qualquer)	5,0
b - Rocha competente, problemas de tensões de rochas	
H - Tensões baixas, próximo à superfície ($\sigma_2 / \sigma_1 > 200$)	2,5
J - Tensões moderadas ($\sigma_2 / \sigma_1 = 200-10$)	1,0
K - Tensões elevadas (eventuais instabilidades nas paredes) ($\sigma_2 / \sigma_1 = 10-5$)	0,5 - 2,0
L - Explosões moderadas de rocha ($\sigma_2 / \sigma_1 = 5-2,5$)	5,0 - 10,0
M - Explosões intensas de rocha ($\sigma_2 / \sigma_1 < 2,5$)	10,0 - 20,0
c- Rochas incompetentes (comportamento plástico devido ao tipo das deformações)	
N - Tensões moderadas	5,0 - 10,0
O - Tensões elevadas	10,0 - 20,0
d- Rochas expansivas (atividade expansiva por causa da presença de água)	
P - Tensões moderadas	5,0 - 10,0
R - Tensões elevadas	10,0 - 15,0

Fonte: Barton et al (1974) apud Fiori e Carmignani (2011).

Tabela 18 – Classificação do Maciço Rochoso conforme o valor Q.

Padrão geomecânico do maciço	Valores Q
Péssimo	0,0001 - 0,01
Extremamente ruim	0,01 - 0,1
Muito ruim	0,1 - 1,0
Ruim	1,0 - 4,0
Regular	4,0 - 10,0
Bom	10,0 - 40,0
Muito bom	40,0 - 100,0
Ótimo	100,0 - 400,0
Excelente	$> 400,0$

Fonte: Barton et al (1974) apud Fiori e Carmignani (2011).

2.4 ROCHAS DE BAIXA RESISTÊNCIA (ROCHAS BRANDAS)

Este item visa aprofundar no conceito, definição e formas de apresentação na natureza das rochas brandas, como também apresenta os parâmetros geotécnicos esperados para este tipo de rocha.

2.4.1 Conceito

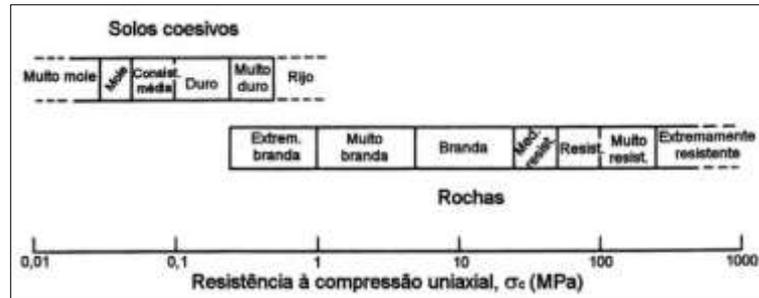
Maciço rochosos de baixa resistência ou rocha de baixa resistência, ou rochas brandas (termo relativamente mais recente), são assim definidos quando o material rochoso tem baixa resistência mecânica ou quando as descontinuidades do maciço sejam responsáveis pela baixa resistência. Estes materiais vêm sendo cada vez mais inseridos em debates técnicos pois se enquadram na transição entre a mecânica das Rochas e a mecânica dos solos. Tamanho o destaque dado a este tema, que diversos encontros científicos já foram realizados, afim de se discutir definições sobre a mecânica dos Solos Endurecidos e Rochas Brandas (*Induranted Soil and Soft Rocks*), promovidos por instituições como IAEG, ISRM, ISSMGE relacionada com a engenharia de fundações, escavações e obras geotécnicas em geral. Estes materiais trazem consigo diversos problemas geotécnicos pois não obedecem de maneira estrita aos princípios da mecânica das rochas ou dos solos. (Pinho, 2003).

2.4.2 Classificação

Segundo Rodrigues (1990) apud Pinho (2003), rochas brandas muitas vezes estão associadas aos materiais rochosos com baixa resistência a compressão uniaxial, muitas vezes com resistência entre solos e rochas duras. A exemplo da Nava Zelândia que reserva o termo rocha branda para rochas sedimentares com siltitos, siltitos argiloso e/ou arenitos finos. Estas rochas têm sua amostragem, caracterização e previsão comportamento difíceis de se realizadas, enquadrados como materiais de transição e incluídos como materiais problemáticos.

Conforme Hawkins (1998) apud Pinho (2003), é difícil de definir um maciço rochoso com rocha branda pois ainda não há um consenso, em termos parâmetros geotécnicos. Contudo, há um entendimento de uma sobreposição de resistências de compressão uniaxial entre solos duros e rochas extremamente brandas, como mostrado na Figura 32. A Figura 33 apresenta um resumo das faixas de resistências para as quais se definem as rochas brandas, por diversos autores e instituições. Segundo estes resumos as rochas brandas são assim definidas quando sua resistência for menor que 100 MPa. No entanto, observa-se que existe maior precisão em se definir rochas de alta resistência, ao contrário para rochas brandas que ainda sua definição apresenta grande variação.

Figura 32 - Definição de rocha branda.

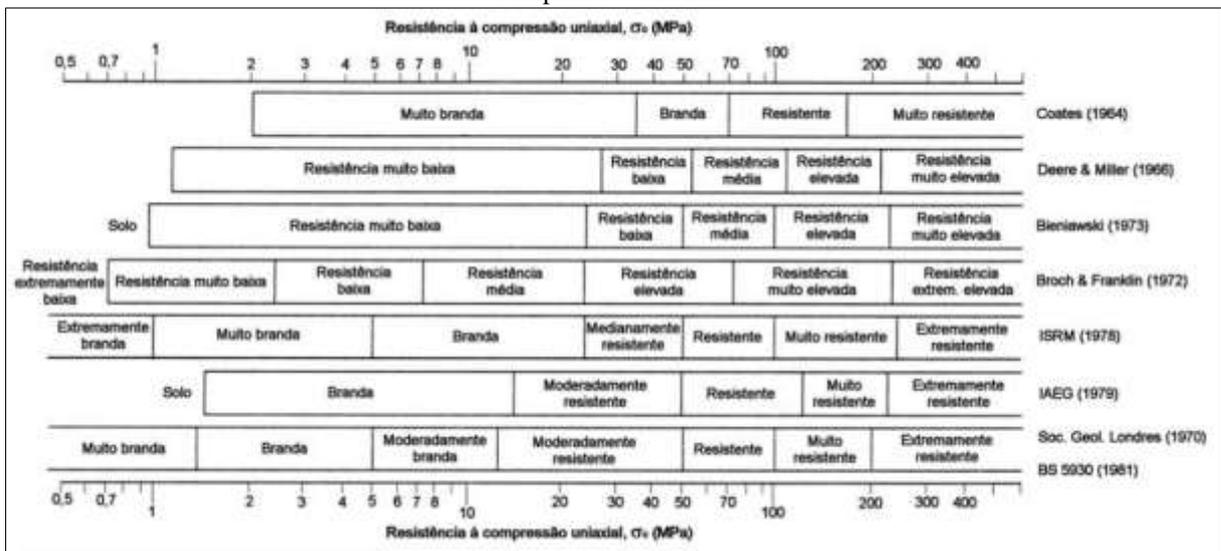


Fonte: Hencher (1993) apud Pinho (2003).

As rochas com resistência abaixo dos 50 MPa, são mais identificadas na maior parte das escavações e obras subterrâneas. Rochas com resistências abaixo do 5 MPa podem ser escavadas com equipamentos leves, independentemente de configuração das discontinuidades, classificadas, conforme a Figura 33, na maioria das vezes como de resistência baixa a muito baixa. (Pinho, 2003).

Os problemas associados com as rochas brandas estão relacionados ao fato de não se ajustarem bem as técnicas utilizadas na mecânica dos solos nem da mecânica das rochas, diminuindo assim sua eficácia e refletindo em divergência quanto à classificação e caracterização. (Pinho, 2003).

Figura 33 - Comparação entre algumas das principais classificações de materiais rochoso quanto a resistência à compressão uniaxial.



Fonte: Hawkins (1998) apud Pinho (2003).

2.4.3 Parâmetros Geotécnicos de Rochas de Baixa Resistencia

Neste sentido, afim de se definir parâmetros para melhor se destacar o comportamento entre solos, rochas duras e rochas brandas, foi observado algumas tendências de parâmetros geotécnicos como compressibilidade, resistência e influência das descontinuidades como uma forma aceitável de se estimar o comportamento destes diferentes materiais.

a) Compressibilidade

De acordo com Johnston (1993) apud Pinho (2003), A compressibilidade é o fator que mais diferencia os solos das rochas duras. A compressibilidade da estrutura do maciço rochoso é determinada pela variação seu índice de vazios. Tabela 19, apresenta a relação entre a compressibilidade da estrutura (C) e o mineral constituinte (C_s), para uma tensão de confinamento de 100 kPa.

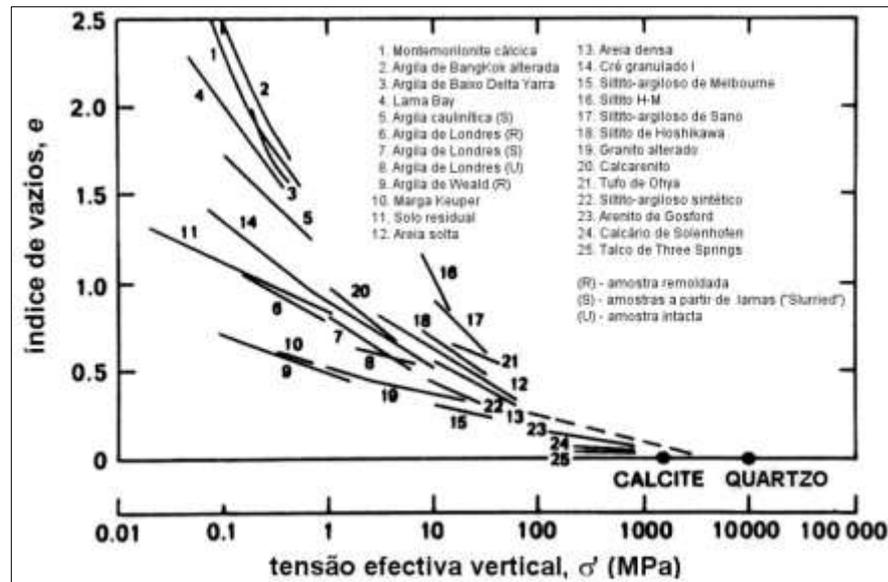
Tabela 19 - Compressibilidade da estrutura do material e das partículas sólidas, para diversos tipos de materiais.

Material	Compressibilidade ($\times 10^{-8}$ KPa $^{-1}$)		C_s / C
	Estrutura (C)	Partículas Sólidas (C_s)	
Argila mole	60000	2,0	0,00003
Argila rija	7500	2,0	0,00025
Areia solta	9000	2,7	0,0003
Areia densa	1800	2,7	0,0015
Siltito argiloso moderadamente alterado	600	2,7	0,0045
Siltito argiloso pouco alterado	150	2,7	0,018
Betão	20	2,5	0,13
Mármore	17	1,4	0,08
Granito	7,5	1,9	0,25
Quartzito	5,8	2,7	0,47
Quartzo	2,7	2,7	1,00

Fonte: Johnston (1993) apud Pinho (2003).

Relacionando o índice de vazios com a tensão efetiva vertical de diferentes materiais, Johnston & Novello, 1993 apud Pinho, 2003 mostraram que as rochas brandas têm um comportamento a resposta a compressão se confundindo com à dos solos, como comportamento sobreadensado (elástico) e normalmente adensado (plástico). Para as rochas duras existe uma dificuldade de obter dados semelhantes, pois necessitariam de tensões muitos elevadas para medições de deformações muito ínfimas. No entanto, para rochas brandas esta variação de comportamento é perceptível. A Figura 34 mostra que o princípio de consolidação pode ser aplicado para diversos materiais.

Figura 34 - Características de compressibilidade para diversos materiais geológicos



Fonte: Johnston e Novello (1993) apud Pinho (2003).

b) Resistência à Compressão

Também é proposto que os conceitos de estado críticos que são aplicados aos solos sejam também aplicados para caracterização **de resistência à compressão das rochas**, possibilitando o enquadramento da rocha em função de sua resistência à compressão como rocha dura ou solo, ver Figura 35.

c) Descontinuidades

Na mecânica das rochas a caracterização das descontinuidades, seja na escala das rochas ou do maciço rochoso é de fundamental importância, principalmente em si tratando da caracterização de aspectos geotécnicos. Destacando que quanto maior for a amostra do material ensaiado, assim como a identificação da orientação de suas descontinuidades (e assim planos de fraqueza), maior a influência na determinação da resistência e deformabilidade do material em questão. Se o material ensaiado for rochoso a influência destas descontinuidades será ainda maior. No tocante aos solos duros e rochas brandas, o tamanho da amostra e assim a incorporação de descontinuidades na mesma também tem influência na resistência, como também a influência de pressões intersticiais presentes nestes materiais geológicos, devido, como já citado ao maior volume de vazios presente em sua massa, também influenciando a sua

compressibilidade. Desta forma, as discontinuidades formam planos de fraqueza, e esta tem forte influência sobre a resistência das rochas duras, por outro lado elementos que influenciam na compressibilidade tem maior influência na resistência dos solos. As rochas brandas situam-se, como ilustrado na Figura 36, em uma situação intermediária pois guarda a configuração das discontinuidades dentre uma massa com índice de vazios significativo. (Pinho, 2003).

Em relação aos tipos de rochas brandas, Dobereiner & De Freitas (1986) apud Pinho (2003) agrupam as rochas brandas em dois grupos, um primeiro grupo, formado por rochas originárias de processos tais como tectonismo e meteorização e um segundo grupo formado por rochas sedimentares brandas, de origem detríticas e químicas.

O primeiro grupo ocorre em maciços muito alterados de origem ígnea ou metamórfica bastante desenvolvido, abrangendo grandes volumes com profundidade significativa. O segundo grupo formado por rochas de origem sedimentares como argilitos, xistos, arenitos). Em especial as rochas sedimentares cobrem 75% da área da crosta terrestre e julga-se que 1/3 dessas são rochas brandas. (DOBEREINER, 1989, apud PINHO, 2003). Ver Figura 37.

2.4.4 Ocorrência de Rochas Brandas

No tocante a ocorrências de rochas brandas, sua de disposição no maciço de rochoso pode se dispor da seguinte forma, conforme Pinho (2003):

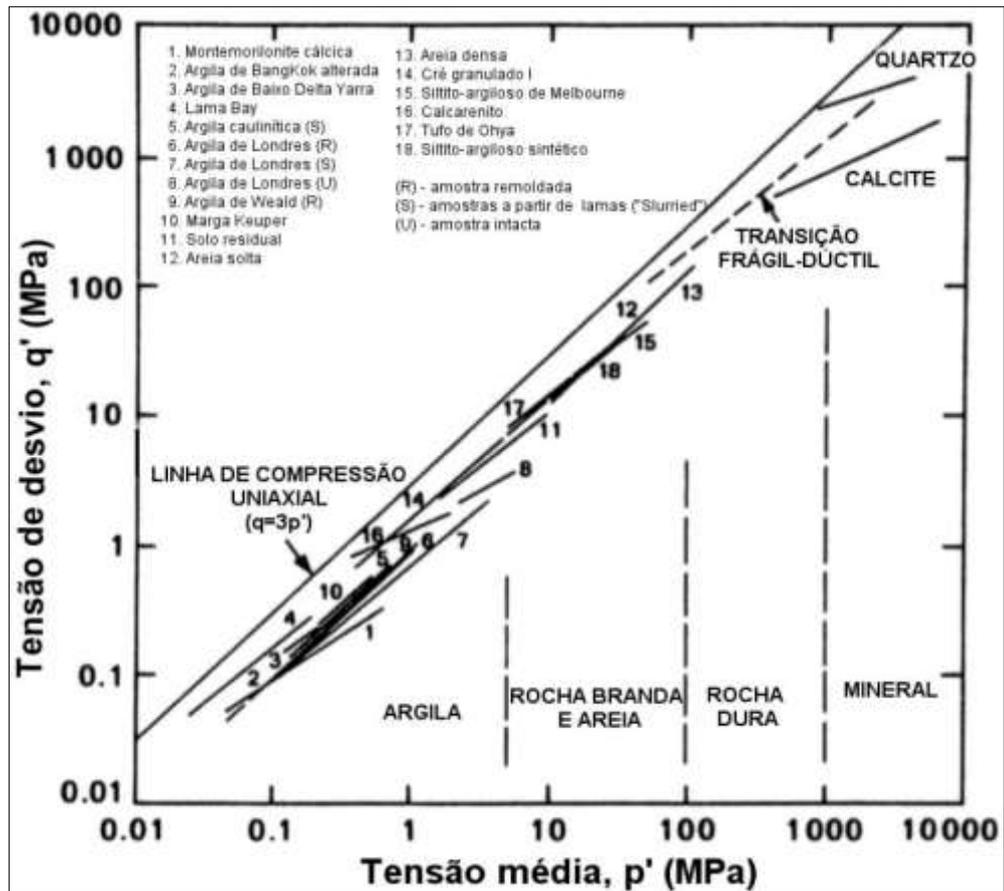
a) Maciço rochosos totalmente contínuo por rochas de baixas resistências

Nestes casos as propriedades geomecânica mais preponderantes são aqueles referentes às propriedades do material da rocha, a influência das discontinuidades é tanto menor quanto mais brando for o material rochoso.

b) Maciços rochosos com superfícies de baixa resistência em rochas duras

Relacionada com superfícies contínua de baixa resistência inserida no material rochoso de maior resistência através de discontinuidades, podendo afetar a estabilidades do mesmo.

Figura 35 - Características de resistência para diversos materiais geológicos.



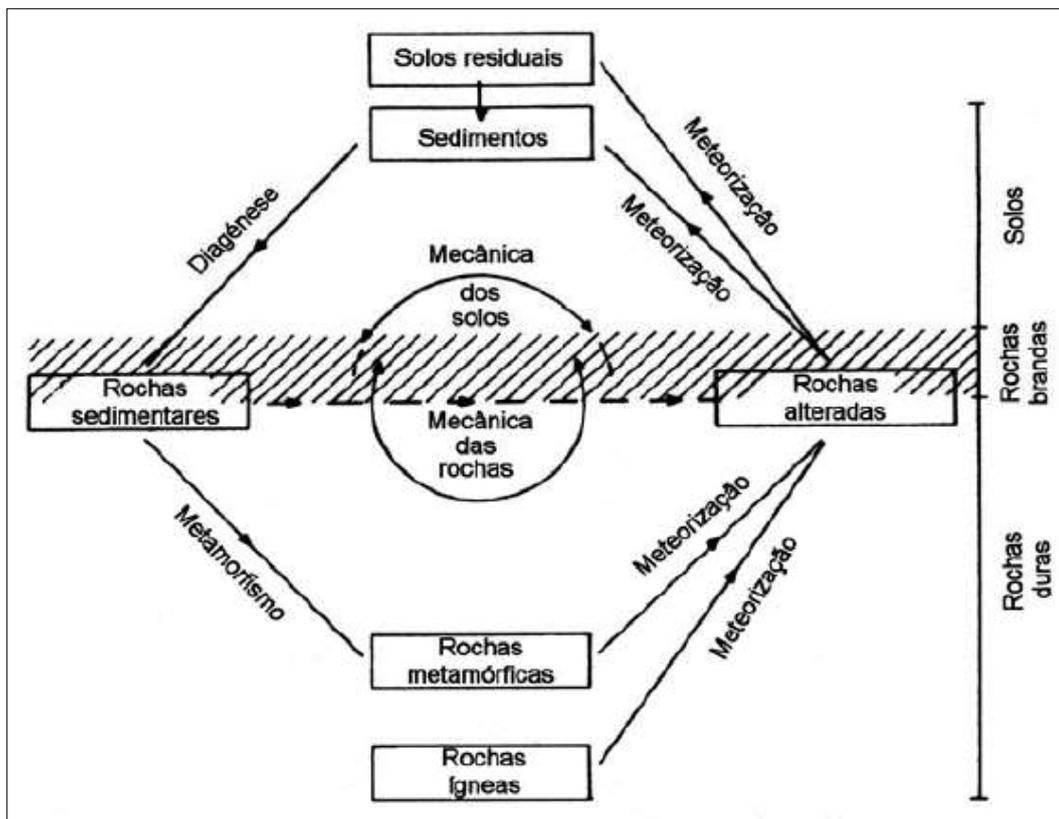
Fonte: (JOHNSTON & NOVELLO, 1993, apud PINHO, 2003)

Figura 36 - Espectro geotécnico contínuo dos materiais geológicos.



Fonte: Johnston e Novello (1993) apud Pinho (2003).

Figura 37 - Esquema dos processos de formação das rochas brandas.



Fonte: Dobereiner e De Freitas (1986) apud PINHO (2003).

c) Perfis de alteração de maciços de rocha com transição progressiva para horizontes de rochas de baixa resistência

Encontradas em perfis de alteração de maciços de rocha dura, observando a evolução entre a rocha sã e o solo residual, passando por horizontes de rochas brandas, resultando em grande diversidade de horizontes e perfis de alteração.

2.4.5 Tipos de Perfis de Maciços de Baixa Resistência

Os maciços sedimentares podem se apresentar com perfis homogêneos e heterogêneo (Figura 38). Nos perfis homogêneos se verifica uma transição gradual desde o solo a rocha sã. A profundidade de alteração destes maciços pode estar relacionada com a posição do lençol freático como também o clima. Em menores alterações serão observadas em horizontes que permanecem no estado saturado ou não saturado. Em profundidades localizadas em faixas de variação do lençol freático, poderá ser observado alteração moderadas da rocha, contudo se

observará maior alteração em horizontes em profundidade em que ocorrem a secagem total da rocha, como este será o horizonte mais fraturado.

Já nos perfis heterogêneos, a apresentação típica é caracterizada por alternância de níveis de rochas sedimentares, com diferentes comportamentos mecânicos, sendo mais comum horizontes de arenitos intercalados com siltitos e argilitos.

Tratando-se de silito e argilitos, é perceptível maior alterabilidade e menor resistência. Como os efeitos da erosão serão mais severos sobre de rochas menos resistentes, saliências serão formadas como apresentado na Figura 38.

Dado o perfil alterado, principalmente estando em clima tropical ou subtropical, com a hidratação acentuada, provocando a ciclagem da rocha, desencadeando processo de espastilhamento, envolvendo a alternância de secagem e umedecimento da rocha, provocando o fendilhamento significativo e a desintegração total em pastilhas ou plaquetas. Concomitantemente, outro processo ativo em clima tropical desencadeia a desagregação superficial que tende a auto estabilização, pois a rocha desagregada tende a proteger a rocha subjacente das variações termo-higrométrica.

Várias bacias sedimentares apresentam desagregação por ciclagem sobre rochas com diamictos, siltitos e argilitos, dada suas características expansivas, principalmente quando presentes o grupo das esmectitas. Diante deste mineral expansivo, o fenômeno apresenta-se bastantes intenso, reduzindo a rocha a pastilhas centimétricas, levando a sérios problemas em taludes de corte em maciços estratificados, provocando assim quedas de blocos.

2.4.1 Solos Sapolíticos

No sentido de alteração das propriedades químicas das rochas brandas, é feito um destaque para os solos sapolíticos, sendo este o primeiro estágio em que a antiga rocha pode ser considerada como solo, pois mantém visualmente a estrutura original da rocha matriz, ou seja, apesar do alto grau de alteração química são conservados os veios intrusivos, predominância de minerais primários, fissuras e xistosidades, contudo perdendo a consistência da rocha (Ver Figura 39). Visualmente semelhante a denominação de rocha alterada, os solos sapolíticos (também chamados de solos de alteração de rocha ou solos residuais jovens), apresentam como principalmente elementos classificatórios pouca resistência ao manuseio e descoloração completada dos minerais anteriormente presentes na rocha matriz. Reserva-se o

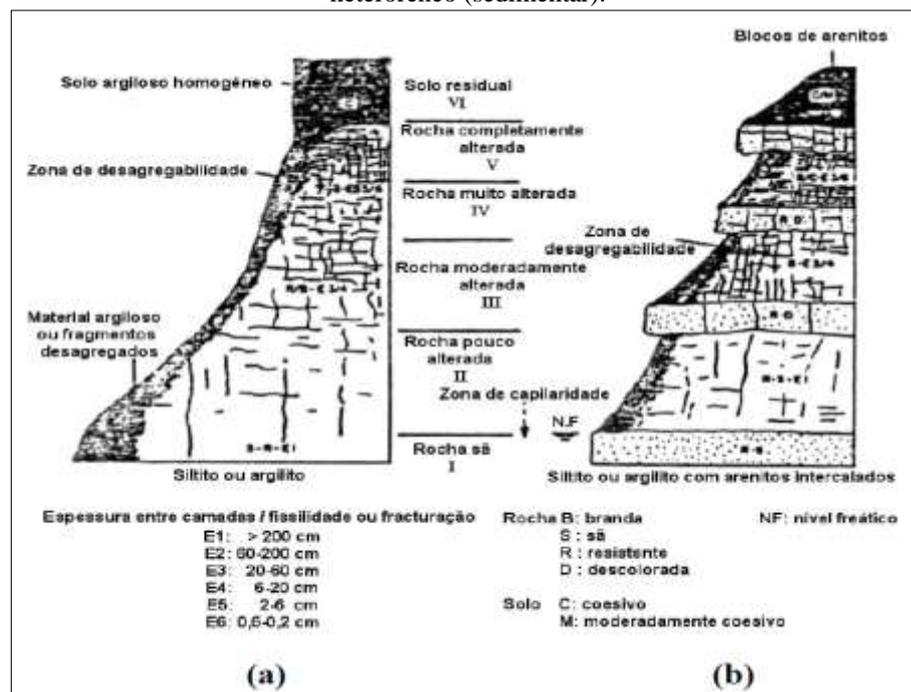
termo residual para solos que são produtos de intemperismos de rochas ígneas e metamórficas. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998) e NBR 6502-1995.

Estes tipos de solos normalmente apresentam boa resistência à penetração, quando comparados com horizontes superiores do perfil pedológico e podem apresentar-se tanto para a alteração de rochas ígneas como metamórficas ou mesmo sedimentares. Neste tipo de material, é possível existir um alto fluxo de água, dada a permissibilidade das fraturas e/ou qualquer tipo de descontinuidade, devido ao grau elevado de alteração.

Os parâmetros geotécnicos deste tipo de solo, como compressibilidade e resistência ao cisalhamento, variam, principalmente, em função da qualidade e origem da rocha mãe, existência e/ou variação do lençol freático, profundidade do horizonte em questão e o estado de tensões para o qual se encontra.

Como o solo não se apresenta como um material isotrópico e linearmente elástico, para o qual bastaria determinar as constantes elásticas, como o E (módulo de Young) e μ (coeficiente de Poisson) e necessário submetê-lo a diferentes tipos de deformação para melhor estudar o comportamento sobre carregamentos específico, com ilustrado na Figura 40, tais como compressão isotrópica, compressão confinada edométrica, compressão triaxial e cisalhamento direto. (Lambe & Whitman, 2009).

Figura 38 - Perfis de alteração típicos em maciços rochosos: (a) perfil homogêneo (solos residual);(b) perfil heterorêneo (sedimentar).



Fonte: Dobereiner et al (1990) apud Pinho (2003).

Figura 39 - Solo Saprolítico.



Fonte: Dokuchaev (2017).

2.5 ENSAIOS E PARÂMETROS DE RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DOS SOLOS

A seguir encontra-se um aprofundamento sobre os principais ensaios para obtenção dos parâmetros geotécnicos mais relevantes deste trabalho.

2.5.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

Com a amostra de solo submetida a uma tensão normal, aplica-se uma tensão cisalhante até a ruptura, através do equipamento de cisalhamento direto, conforme apresentado na Figura 41. Este ensaio é um dos mais antigos dentro da geotecnia, regido pela norma ASTM D3080 e visa determinar a resistência ao cisalhamento do solo, com base no critério de ruptura de Coulomb. Este critério define que não haverá ruptura de determinado solo e a tensão cisalhante não ultrapassar aquela definida pela envoltória de resistência, onde c e f são constantes do material e σ a tensão normal. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

Realizando o ensaio para diversas tensões normais, pode-se descrever uma envoltória de resistência como apresentado na Figura 42. Através da envoltória de ruptura é possível determinar as constantes acima citada, onde c' é o intercepto de coesão do material e o ϕ' ângulo de atrito interno. No ensaio de cisalhamento direto as condições de drenagem são difíceis de se controlar, para tanto, os parâmetros obtidos são considerados em termos de tensões efetivas, desde que a velocidade garanta a drenagem. Neste mesmo ensaio é possível observar os

diferentes comportamentos aos esforços cisalhantes para solos de baixa e alta compactidade, como por exemplo, areias fofas e compactadas, Figura 43. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

2.5.2 Ensaio de Compressão Edométrica

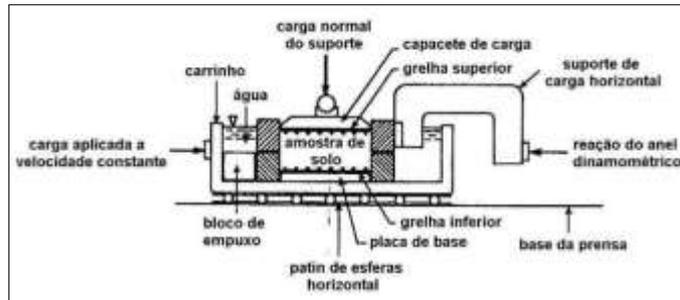
Também denominado como ensaio de compressão confinada, este ensaio é utilizado para determinação da compressibilidade dos solos. Através de acréscimos sucessivos de tensão axial, não se permitindo a deformação lateral, é possível obter diversos parâmetros referentes à compressibilidade de solos saturados e não saturados. No caso de solos saturados, este ensaio também é chamado de ensaio de adensamento associado a variação de volume através da variação do índice de vários e dissipação de pressão neutra. Para os solos não saturados o objetivo é determinar a deformabilidade somente através da variação do índice de vazios. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

Figura 40 - Ensaio mais comuns de Tensão-Deformação dos Solos.

Prueba	Compresión isotrópica	Compresión confinada (edómetro)	Compresión triaxial	Corte directo
Condiciones básicas				
Tipo de deformación	Volumétrica	Volumétrica principalmente aunque con alguna distorsión	Distorsión y volumétrica	Distorsión principalmente, con cierta deformación volumétrica
Trayectorias de esfuerzos				
Finalidad	Estudio de deformaciones volumétricas puras	Muy simple; se aproxima a ciertas condiciones de campo	La prueba más utilizada para estudios esfuerzo-deformación y propiedades de resistencia	Prueba sencilla para determinar la resistencia al esfuerzo cortante

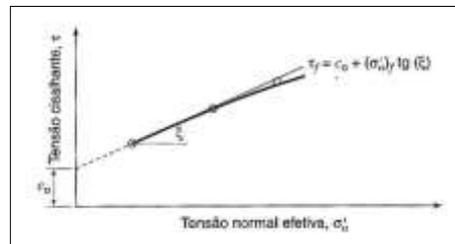
Fonte: Lambe e Whitman (2009).

Figura 41 - Esquema de Ensaio de Cisalhamento Direto



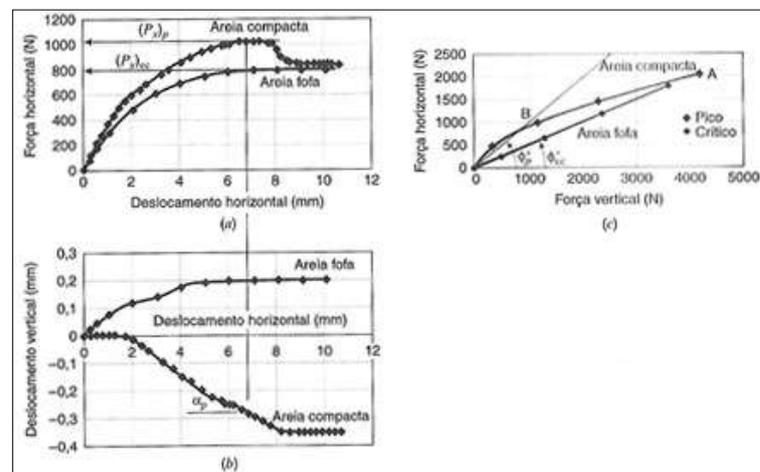
Fonte: (Budhu, 2013).

Figura 42 - Envoltória típica de resistência ao cisalhamento.



Fonte: (Budhu, 2013).

Figura 43 - Resultados Típicos do Ensaio de Cisalhamento Direto.

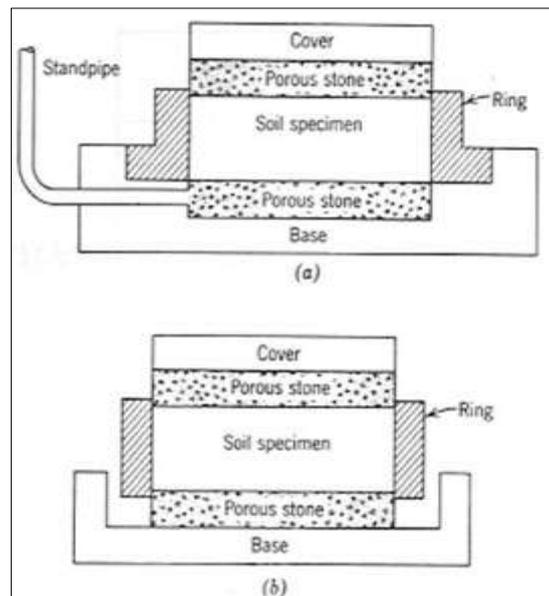


Fonte: (Budhu, 2013).

Normalizado pela ABNT NBR 12007/1990, a amostra de solo inserida no anel do equipamento de pressão edométrica, confinada lateralmente e verticalmente por pedras porosas, aplica-se carregamento por etapas até a estabilização da deformação da amostra, dobrando em seguida a carga até a estabilização definitiva da amostra (Figura 44). O resultado do ensaio é apresentado em gráficos tensão vertical x índices de vazios, linear ou monolog (Figura 45).

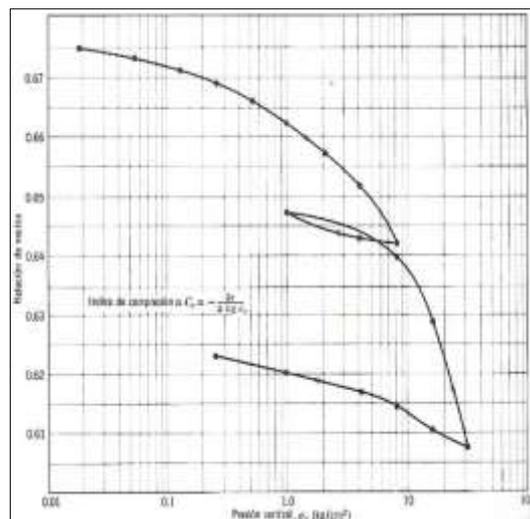
Através dos resultados deste ensaio (Ver Figura 46), é possível determinar se a argila é normalmente ou sobreadensada, como também a pressão de sobreadensamento. Igualmente é possível determinar diversos parâmetros relacionados, com a compressibilidade do solo, estes que também regem a estimativa de recalque sofridos no solo por aplicação de carregamentos verticais, tais como: (Hachich, Falconi, LUiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

Figura 44 - Esquema de ensaios Edométricos



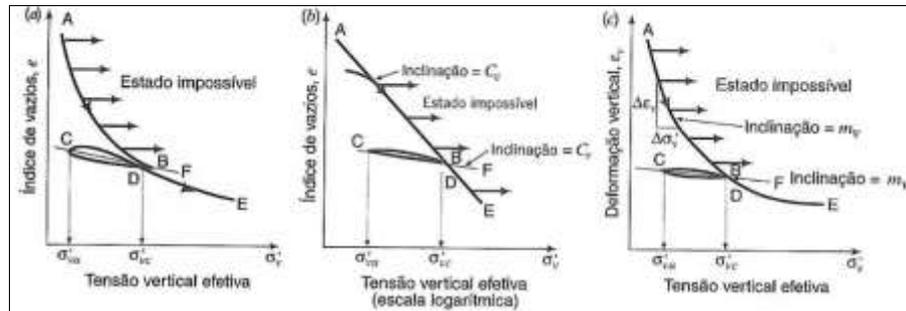
Fonte: Lambe e Whitman (2009).

Figura 45 - Resultado de ensaio de compressão confinada para a escala logarítma.



Fonte: Lambe e Whitman (2009).

Figura 46 - Curvas de compressão do adensamento de um solo.



Fonte: Budhu (2013).

a) Índice de Compressão

$$C_c = \frac{e_2 - e_1}{\log \frac{(\sigma'_{v2})}{(\sigma'_{v1})}} = \frac{|\Delta e|}{\log \frac{(\sigma'_{v2})}{(\sigma'_{v1})}} \quad (\text{sem unidade}) \quad (2-16)$$

b) Índice de Recompressão (ou Descompressão)

$$C_r = \frac{e_2 - e_1}{\log \frac{(\sigma'_{v2})}{(\sigma'_{v1})}} = \frac{|\Delta e_{vr}|}{\log \frac{(\sigma'_{v2})}{(\sigma'_{v1})}} \quad (\text{sem unidade}) \quad (2-17)$$

c) Coeficiente de compressibilidade vertical ou volumétrico

$$m_v = \frac{|\Delta \varepsilon_v|}{\Delta \sigma'_{v}} \left(\frac{m^2}{kN} \right)$$

quando na faixa de recompressão pode ser definido como:

$$m_{vr} = \frac{|\Delta \varepsilon_{vr}|}{\Delta \sigma'_{vr}} \left(\frac{m^2}{kN} \right) \quad (2-18)$$

d) Razão de Sobreadensamento

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \left(\frac{m^2}{kN} \right) \quad (2-19)$$

e) Coeficiente de compressibilidade

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} \left(\frac{m^2}{kN} \right) \quad (2-20)$$

2.5.3 Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial convencional configura-se pela aplicação de um estado hidrostático de tensões um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico (Figura 47). Iniciando o ensaio através da aplicação de uma tensão confinante (σ_3) atuando em todas as direções, até a estabilização das deformações, ficando o corpo de prova sobre um estado hidrostático, (isotrópica), posteriormente inicia-se o carregamento axial (σ_1). O acréscimo de tensão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) é chamado de tensão desviadora. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

A tensão desviadora plotada em um gráfico em função da deformação específica, permitindo a obtenção do módulo de elasticidade do solo. Com a tensão desviadora máxima é possível representar o círculo de Mohr que por sua vez é possível obter a envoltória de resistência, conforme o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, por meio do intercepto de coesão e ângulo de atrito interno, sejam em termos de tensões totais ou tensões efetivas. O ensaio permite variações do controle de drenagem, obtendo parâmetros para ambas trajetórias de tensão (Figura 2-47). (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

Em função das condições de drenagem, o ensaio triaxial pode se diferenciar das seguintes formas:

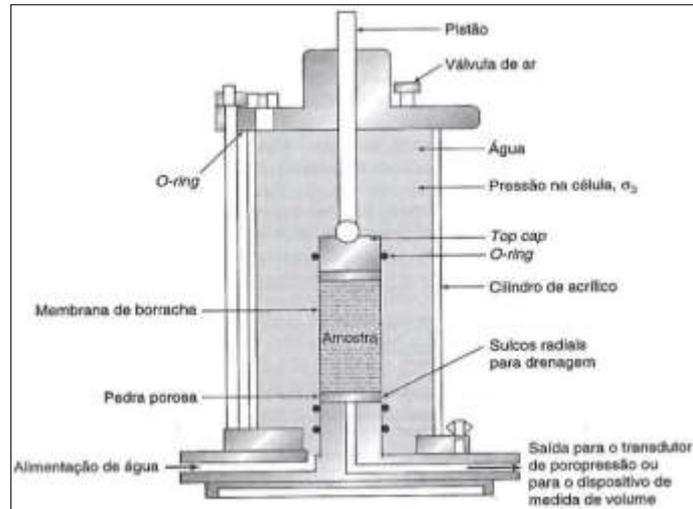
a) Ensaio Adensado Drenado (CD)

Ensaio do tipo drenado, para o qual aplica-se uma pressão confinante para o adensamento inicial, dissipando assim a pressão neutra, seguido da aplicação da tensão axial lentamente, controlada em função da saída d'água do corpo de prova, para que se permaneça nula, de modo que as tensões lidas no ensaio apresentem em termos de tensões efetivas.

b) Ensaio adensado não-drenado (CU)

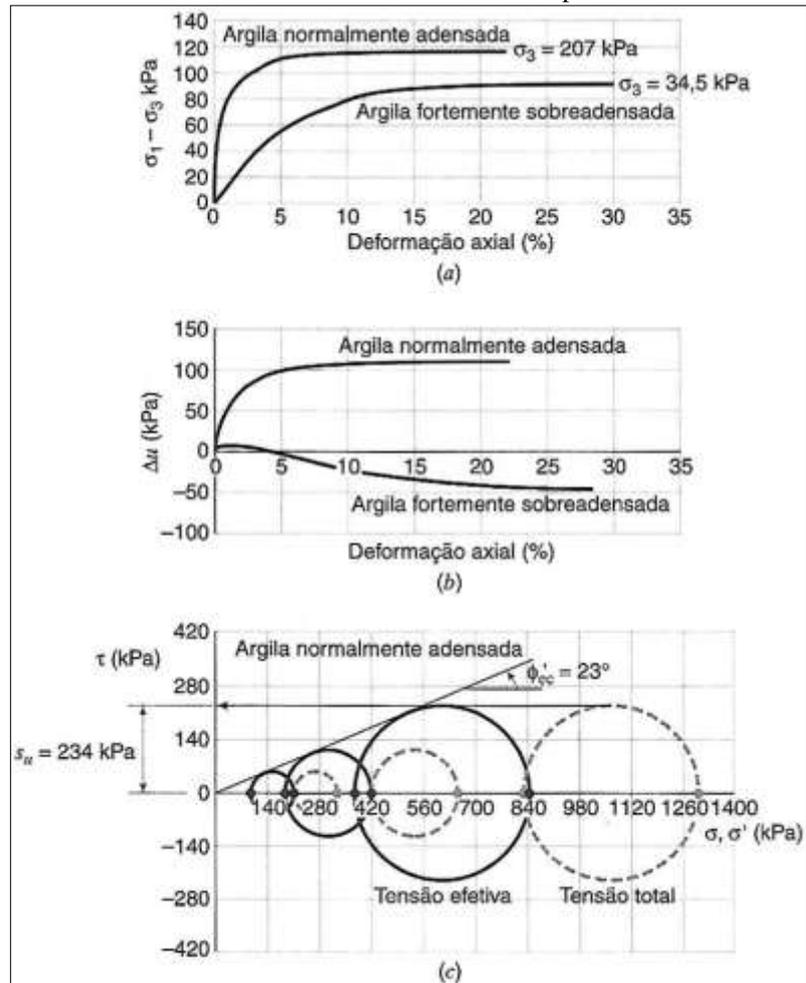
Nesta situação o corpo de prova é adensado e posteriormente carregado axialmente sem drenagem, resultando assim na resistência não-drenada dos solos em função da tensão de adensamento, se lidas das pressões neutras, as tensões podem ser no campo das tensões efetivas.

Figura 47 - Layout do Equipamento Triaxial.



Fonte: Budhu (2013).

Figura 48 - Exemplo de Resultado do Ensaio Triaxial adensado com ruptura não drenada em argilas.



Fonte: Budhu (2013).

c) Ensaio não adensado não drenado (UU)

Neste ensaio o solo submetido a uma tensão confinante seguido de um carregamento axial sem que se permita qualquer drenagem, permanecendo com umidade constante e se encontrar saturado não haverá variação de volume. Neste caso a resistência obtida é uma resistência não drenada e geralmente em termos de tensões totais.

2.6 SOLOS NÃO SATURADOS

Nos próximos subitens serão abordados os principais fatores que influenciam o comportamento mecânico dos solos não saturados.

2.6.1 Definição

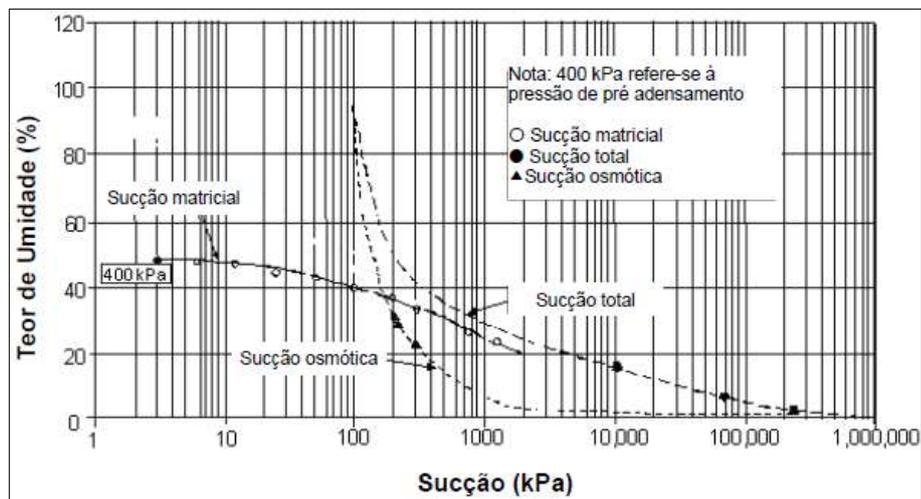
Para os solos não saturados, ou parcialmente saturados, os quais não se encontram totalmente seco, tão pouco 100% saturados. Nesta situação o comportamento diante dos esforços solicitantes e consequentes deformações devem ser analisados considerando componentes além da pressão neutra. (Hachich, Falconi, LUiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

Neste sentido existiu uma grande contribuição de Terzaghi em 1936, para a compreensão das tensões efetivas em solos saturados, considerando algumas generalizações para os solos parcialmente saturados, demonstrando que a resistência destes solos pode ser melhor entendida a partir de estudos relacionados com a distribuição e a geométrica dos vazios preenchidos por água. Entretanto, posteriormente foi mostrado que, para pequenas deformações, o grau de cimentação e forças elétricas também podem interferir de maneira relevante no comportamento da rigidez e da resistência dos solos. A aplicabilidade deste fenômeno, em muitos casos, não é levada em consideração, entretanto são relevantes à estabilidade de taludes, transporte de contaminantes e variações volumétrica de meios não saturados. (Boszczowski, 2008) e (VANAPALLI E FREDLUND, 1999 apud BOSZCZOWSKI, 2008).

2.6.2 Relação Umidade x Sucção

A sucção do solo, chamada assim a pressão negativa da água em um solo não saturados, é normalmente quantificada em função do teor de umidade do solo. Nesta situação é chamada de sucção total e composta por duas parcelas a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção osmótica está relacionada com a concentração de íons e solutos presentes na água intersticial enquanto a sucção matricial está associada à pressão do ar e a pressão da água ($u_a - u_w$), com a estrutura do solo. Com o decréscimo do teor de umidade existe o aumento da concentração de sais, elevando assim os valores da sucção osmótica. Ainda que varie os teores de sais, o decréscimo dos teores de umidades, sempre tem maior influência, incidindo em aumento da sucção osmótica. Entretanto, independente dos teores de sais, para os mesmos baixos teores de umidades, apresentam também altos valores de sucção total, influenciada pela parcela de sucção matricial, ditando assim o comportamento dos solos não saturados, para o meio geotécnico (Figura 49). Esta influência torna-se muita mais evidente em solos argilosos comparado com os solos grossos (ver Figura 50). (VANAPALLI E FREDLUND, 1993, apud BOSZCZOWSKI, 2008).

Figura 49 – Influência dos componentes da sucção nos solos nas diferentes faixas de sucção.



Fonte: Vanapalli e Fredlund (1993) apud Boszczowski (2008).

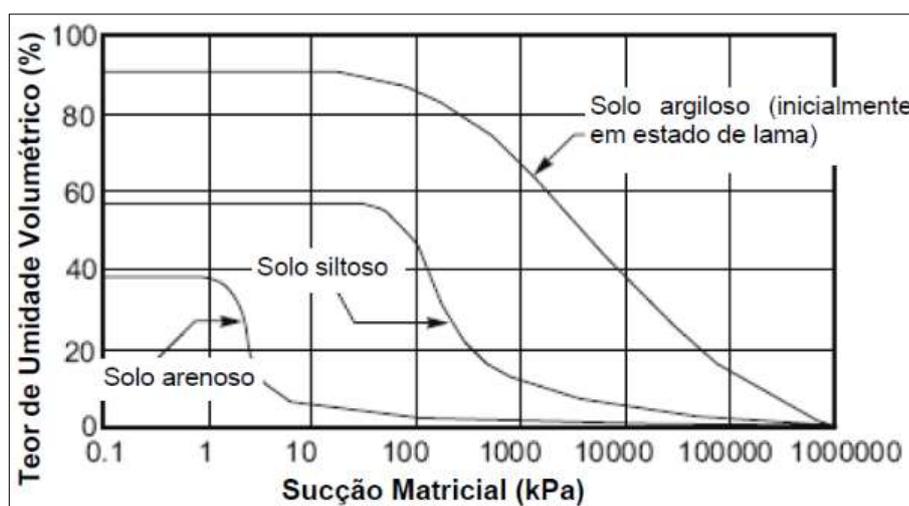
Quando analisada *In situ*, a sucção de matricial pode apresentar sazonalidade, principalmente quando tratam-se de solos desprotegidos (sem ou pouca cobertura vegetal, por exemplo), pois, nesta situação, acentua-se a variação da sucção associada a diversos fatores

ambientais, (ver Figura 51, Figura 52 e Figura 2-53) alterando o perfil de pressão normal. Nestes casos, os fatores ambientais são os mais significativos, colaborando com a sucção matricial maior nas estações secas e menor nas chuvosas. Como também, variando conforme o tipo de cobertura, por exemplo o subsolo na projeção de uma casa, protegido assim das mudanças ambientais, poderá acumular umidade, alterando assim a sucção matricial, desencadeando fenômenos não observáveis antes da construção. Concomitantemente, as variações de sucção matricial estão associadas com a profundidade e o distanciamento do lençol freático, como também a proximidade do subsolo afetada com a evapotranspiração.

Estando o solo acima do nível do lençol freático, como também acima da franja capilar, com grau de saturação abaixo de 100%, os vazios existentes neste maciço, estão preenchidos parcialmente de água e ar.

A sucção matricial apresenta diversos estágios em função do grau de saturação do solo. O primeiro estágio apresenta-se para altos valores de grau de saturação (grau de saturação residual), quando quase todos os poros estão preenchidos de água, limitando assim a entrada de ar, para o qual a sucção se aproxima de zero. Com o decréscimo do grau de saturação, inicia a zona de transição, na qual existe um valor de sucção que possibilita a entrada de ar. Já na zona de saturação residual, a sucção aumenta significativamente com o decréscimo do teor de umidade. Este estágio pode ser caracterizado como aquele em que é difícil remover água por meio da drenagem. (Boszcowski, 2008).

Figura 50 – Variações do comportamento da sucção matricial em função da variação do teor de umidade para diferentes solos.

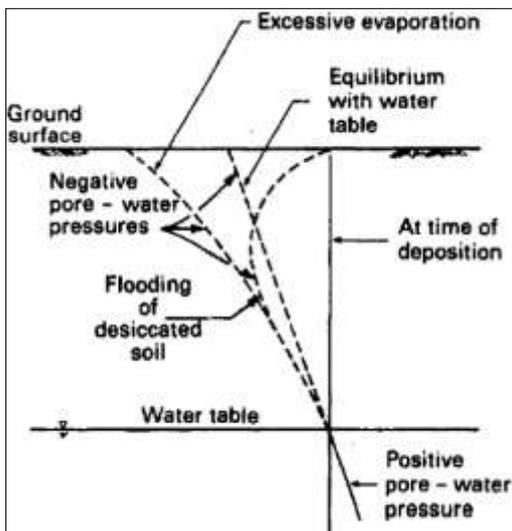


Fonte: Boszcowski (2008).

O grau de saturação na sucção residual e do valor de entrada de ar são importantes para diversas ciências, como geotécnica, geologia e agronomia, e sua determinação é baseado em procedimentos empíricos, físicos ou construções gráficas, embora o último é considerado um método alternativo e talvez o mais acurado. (VANAPALLI et al., 1998, apud BOSZCZOWSKI, 2008).

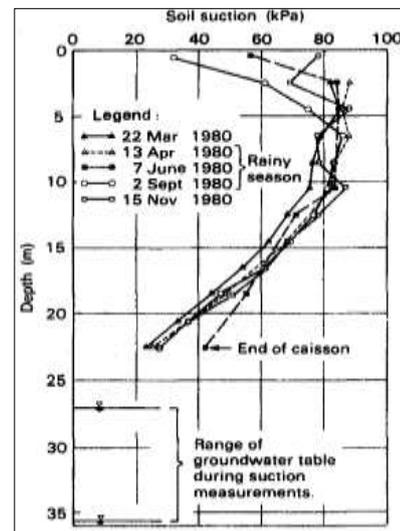
A curva característica de sucção em função da umidade, possui diferentes configurações que dependem se trata da trajetória de secagem, de umedecimento ou mista, chamado assim como histerese, descrevendo assim os limites desta curva (Ver Figura 55). A histerese é explicada pela geometria não uniforme dos poros, o efeito do ângulo de contato, a ocorrência de bolha de ar aprisionada e variações de volume devido à expansão ou retração (Boszcowski, 2008)

Figura 51 – Perfil de propopressão típico.



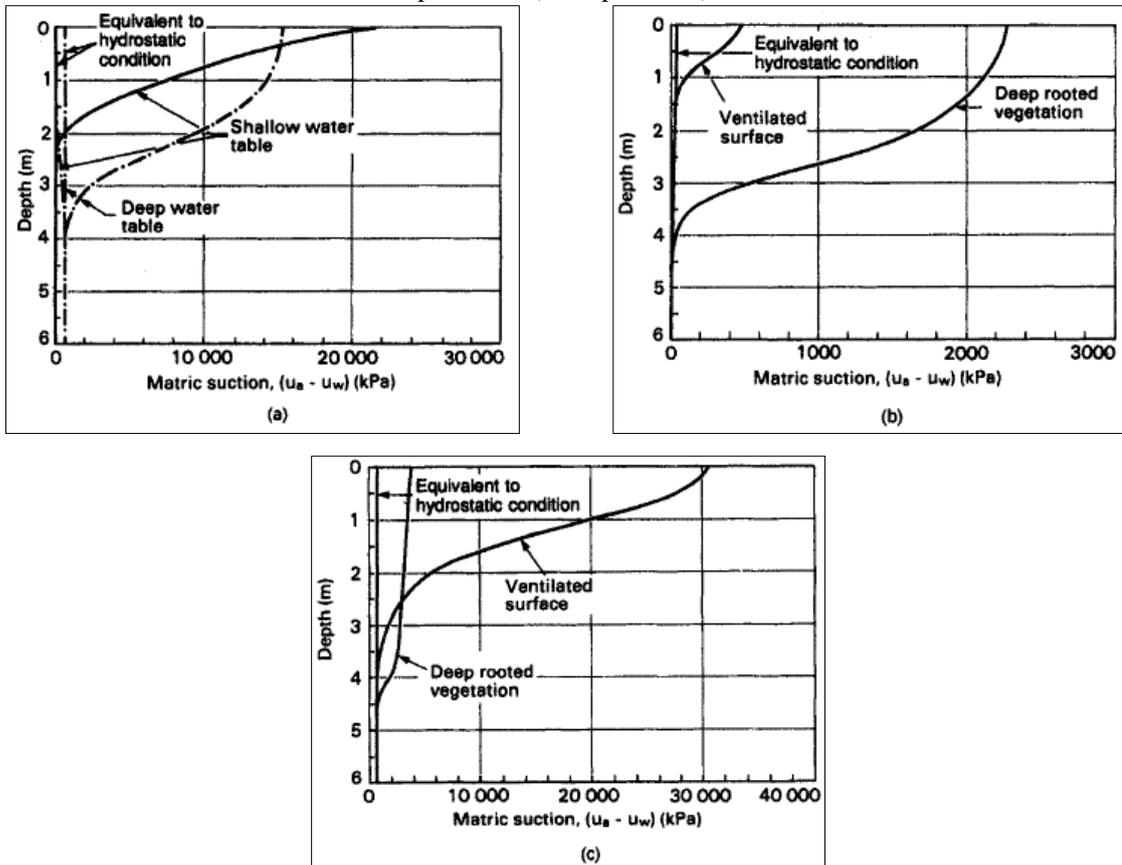
Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993).

Figura 52 – Perfil de Sucção In situ, talude em Hong Kong.



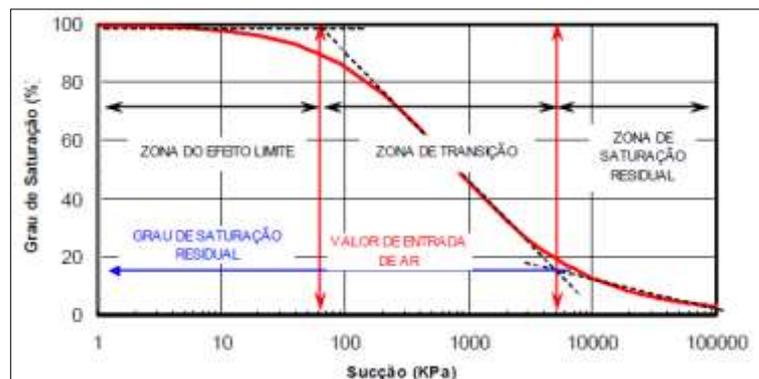
Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993).

Figura 53 – Perfis típicos de sucção de um subsolo sem cobertura em função da profundidade: (a) Variações sazonais; (b) Perfis durante a drenagem de águas superficiais; (c) Perfis durante a drenagem de águas profundas (subsuperficiais).



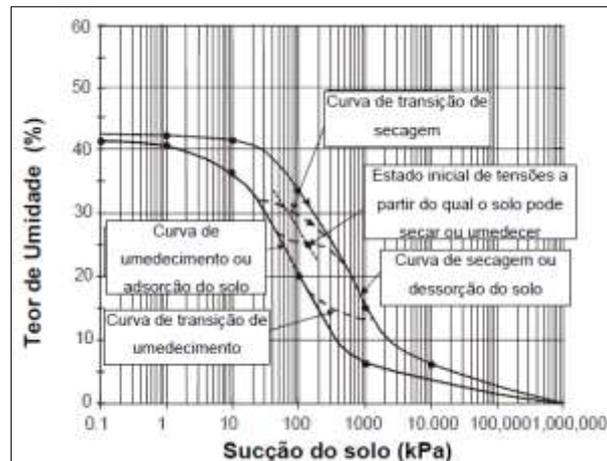
Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993).

Figura 54 – Curva Característica típica mostrando as zonas de saturação.



Fonte: Boszcowski (2008).

Figura 55 – Descrição das curvas de secagem e de umedecimento e o estado inicial do solo em campo.

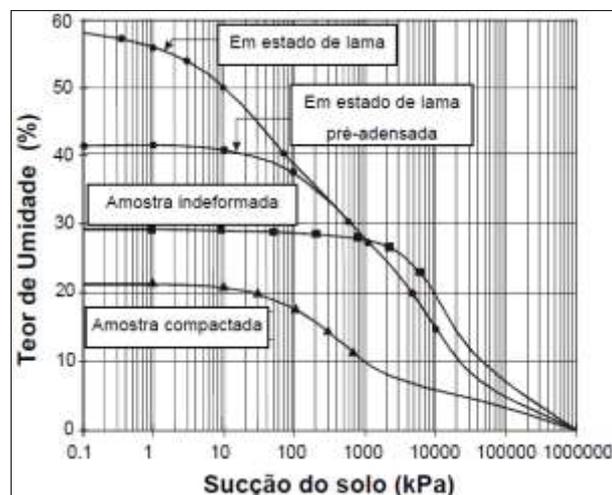


Fonte: Fredlund 2002 apud Boszczowski (2008).

2.6.3 Fatores de Influência

Fatores como tipo de solo, estrutura, história de tensões e mineralogia, que afetam o comportamento dos solos não saturados, também afetam o comportamento da curva característica. Entre eles a estrutura do solo e história de tensões são preponderantes no comportamento da curva para solos finos, como mostrado na Figura 2-56 e Figura 2-57, nas quais é perceptível que o efeito do pré-adensamento na amostra compactada, diminui o valor do teor de umidade para sucção tendendo a zero, e o pré-adensamento aumenta amplitude da faixa de entrada de ar.

Figura 56 – Influência do estado inicial das amostras na curva características.



Fonte: Fredlund 2002 apud Boszczowski (2008).

O colapso dos grandes poros de um solo saturado submetido a compressão explica o aumento do valor de entrada de ar na curva de característica, como também, uma amostra compactada abaixo de teor de umidade ótima, contendo, portanto, microestrutura com poros largos entre o agregado, muitos maiores que os poros da amostra com teor de umidade acima do teor de umidade ótimo. (Boszcowski, 2008).

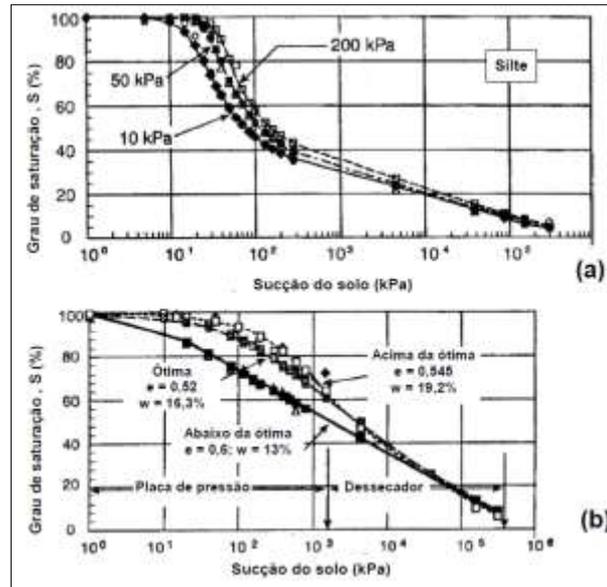
No tocante aos solos granulares, a distribuição granulométrica é o fator que rege a curva característica, pois uma areia mal graduada, com pequenos poros, irá reter mais água do que uma areia bem graduada para um mesmo valor de sucção. Da mesma forma haverá uma maior retenção de água para uma mesma sucção para os solos que contém maior fração argila, ou mesmo em solos mais densos. (Boszcowski, 2008).

Nos solos finos a capacidade de reter água está ligada à superfície específica e a capacidade de troca catiônica (característica muito presentes em solos expansivos), que podem ser quantificados pelo limite de liquidez e o índice de plasticidade. (Boszcowski, 2008).

2.6.4 Variáveis de Tensão

Nos solos saturados, os aspectos associados à resistência e à deformação, são estudados baseados na ideia das tensões efetivas e está definida como a diferença entre a tensão aplicada e a poro-pressão, não se aplicando, portanto, aos solos não saturados. Neste sentido, com o objetivo de equacionar o problema, diversos pesquisadores apresentaram soluções com o intuito de generalizar o conceito de Terzaghi, para os solos saturados e não saturados. Neste último, as variações de poro-pressão e das tensões comportam-se de maneira independente, devendo ser tratada de forma isolada. Neste sentido, (Bishop e Blight, 1963; Burland, 1964; Matyas e Radhakrishna, 1968; Matyas e Radhakrishna, 1968) apud Boszcowski (2008), assumiram a constituição dos solos em três fases, representada pela tensão na fase sólida, tensão na fase gasosa e na fase líquida, para cada qual definido um tensor para a interação destas três fases: tensor das tensões líquidas ($\sigma - u_a$), tensor para o excesso tensões na fase líquida ($\sigma - u_w$) e o tensor para o excesso de tensão entre os dois fluidos ($u_a - u_w$), como sucção matricial, ou simplesmente sucção, Equação 2-21 - Tensão Efetiva considerando o efeito da sucção para solos não saturados. Propostas com representação ponderada da sucção é a mais utilizada até então. (Boszcowski, 2008).

Figura 57 – Influência do (a) adensamento e (b) da compactação na curva de retenção.



Fonte: BOSZCZOWSKI (2008).

Diante de um esforço de compressão, a variação de volume de vazios, em um carregamento não drenado não provocará um acréscimo de pressão neutra de igual valor. A diminuição de volume de vazios leva à dissolução do ar na água existente proporcional a pressão na qual o maciço está submetido. Na situação que todo o ar esteja dissolvido, encontra-se o solo assim saturado. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

O contato de ar em contato com partículas de solos não saturado e em uma pressão diferente da água ali existente, levou a uma revisão do conceito da pressão efetiva, atribuindo o que se chama de tensão de sucção ($u_a - u_w$) fatores de ponderação (χ), sugerido por Bishop e Hilf (1960) e posteriormente aprofundado por Fredlund e Rahardjo em 1992. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (2-21)$$

Onde:

σ' - Tensão efetiva, kPa;

σ - Tensão total, kPa;

u_a - Pressão do ar, kPa;

u_w - Pressão da água, kPa;

χ - Fatos de ponderação, adimensional;

O fator de ponderação χ , sendo menor que 1, crescente com o grau de saturação, e verificado experimentalmente em laboratório, para cada tipo de solo em questão.

Estruturas geotécnicas normalmente não se tornam saturadas durante o tempo de serviço, portanto, estas conhecer estas condições são relevantes ao projeto destas obras. Neste sentido a resistência ao cisalhamento é a propriedade mais importante para um projeto.

No tocante à resistência ao cisalhamento, e esta é descrita como a soma de três parcelas, sendo a primeira referente ao intercepto de coesão, a segunda à resistência devido à pressão efetiva e a terceira referente a tensão de sucção, conforme Equação 2-22 - Resistência ao cisalhamento para solos não saturados proposta por Bishop (1959). (FREDLUND et al 1978, apud HACHICH, FALCONI, *et al.* 1998).

Nesta formulação, quando os canículos estão em contato com meio ambiente e à pressão do ar nula, pois está sob pressão atmosférica, retornando assim ao conceito original de resistência ao cisalhamento para solos sem o efeito da sucção. A resistência ao cisalhamento nos solos não saturados comporta-se de maneira não linear, no qual os incrementos de resistência são cada vez menores para valores de sucção cada vez maiores. Solo com grau de saturação acima de 85%, tornam-se válidos para mecânica dos solos saturados. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

$$s' = c' + (\sigma' - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi'^b \quad (2-22)$$

Onde:

s' – Resistência ao cisalhamento, kPa;

σ' - Tensão efetiva, kPa;

c' – coesão, kPa;

ϕ' – ângulo de atrito efetivo;

u_a – Pressão do ar, kPa;

u_w – Pressão da água, kPa;

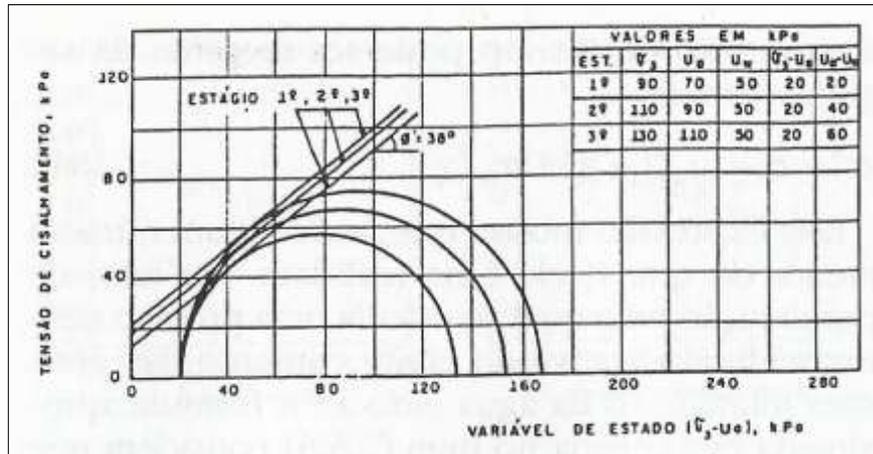
ϕ'^b – ângulo de atrito para diferente valores de sucção.

O fator $tg\phi'^b$ está de associado com o aumento da sucção em função do grau de saturação, independente da tensão efetiva ou tensão confinante, podendo também ser relacionado com o fator χ (como mostrado na Equação 2-23). A parcela $(u_a - u_w) tg\phi'^b$, está relacionada com o estado de tensões, contribuindo à resistência ao cisalhamento (Figura 58 e

Figura 59). Consistindo o que se chama de coesão aparente, atribuindo alta resistência em solos ressecados. Sendo, portanto, inversamente proporcional ao grau de saturação. (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998).

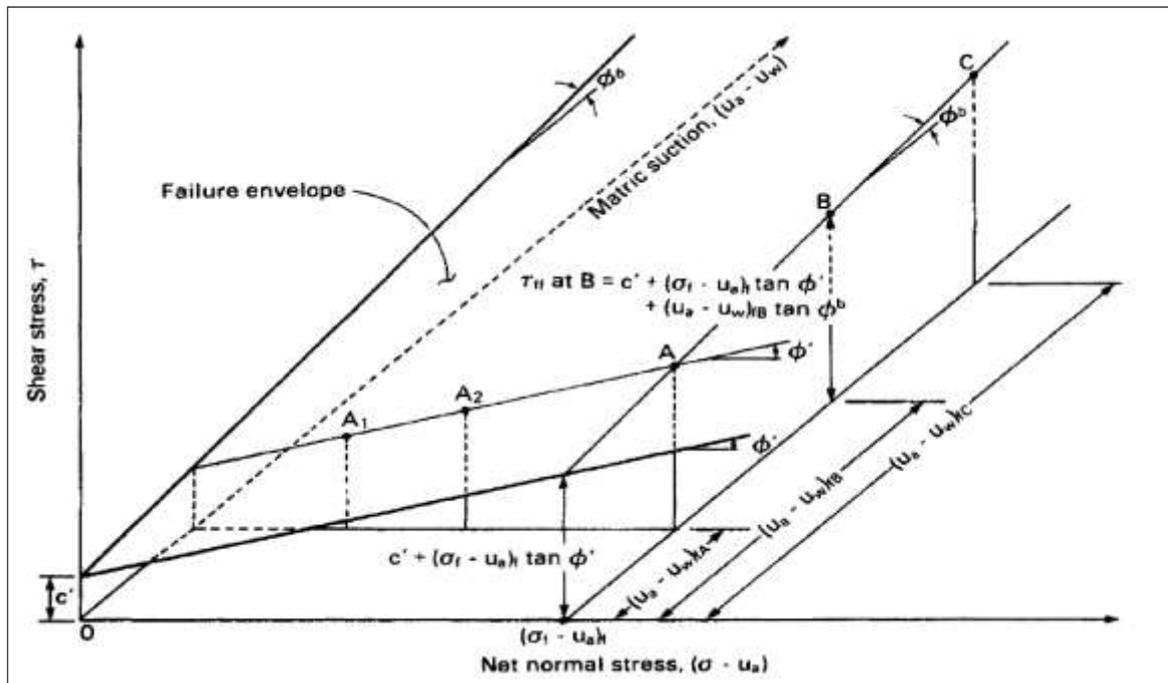
$$\chi = \frac{tg\phi^b}{tg\phi^i} \tag{2-23}$$

Figura 58 - Representação da Resistência ao cisalhamento.



Fonte: Fredlund et al (1978) apud Hachich, Falconi, et al., (1998).

Figura 59 – Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb extendida para ensaios de cisalhamento direto em solos não saturados.



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993).

O comportamento acima descrito tem influência direta sobre a interpretação dos resultados de compressão, como descritos abaixo:

a) Ensaio de Compressão Simples

Este ensaio, indica a resistência ao cisalhamento para baixas tensões totais. Nos solos não saturados, além da cimentação natural e à sucção, é observável a diminuição da resistência com o grau de saturação, ou mesmo o simples acréscimo de umidade. É esta a razão de ocorrência de deslizamento tão acentuadas em época de chuvas prolongadas.

b) Ensaio Triaxial Não Drenado, UU

Materiais com um teor de finos considerável, quando não saturados, apresentam pressões neutras negativas quando as pressões confinantes são nulas. Com o acréscimo de pressão confinante o aumento da poro-pressão é somente parte da pressão confinante, tornando a pressão efetiva maior, ou seja, a parcela negativa de pressão neutra soma-se a pressão confinante efetiva apresentando maior do que realmente é. Com o aumento da pressão confinante e a diminuição dos vazios do solo, há acréscimos de pressão neutra maior até que se encontre saturado, ou seja, a dissolução do ar, levando a envoltória de resistência horizontal.

c) Ensaio Triaxial Drenado, CD

Geralmente solos com grau de saturação abaixo de 80%, apresentam dificuldade de interpretação quando as pressões da água e do ar são diferentes. Pois estando o ar com pressão nula (pressão atmosférica), confere-se à amostra um acréscimo de resistência devido a sucção ($u_a - u_w$) e que se acentuam com a diminuição do grau de saturação da mesma. Impondo pressões na água e no ar ao corpo de prova, como também conhecer a variação da pressão de sucção em função do grau de saturação, são formas de equalizar os resultados obtidos neste ensaio obtendo assim a melhor precisão nos resultados.

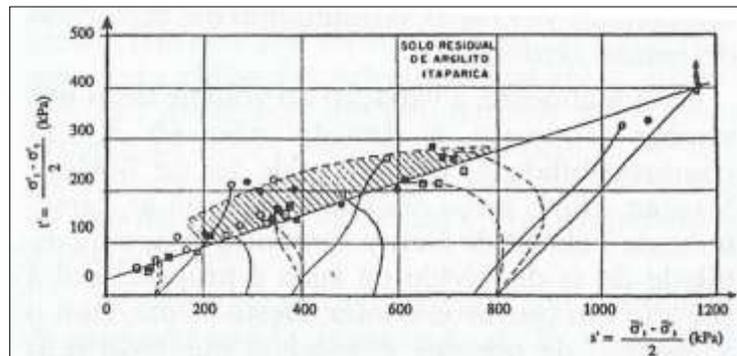
d) Ensaio Triaxial Adensado Rápido, CU

Devem ser observadas as mesmas considerações que o Ensaio Triaxial Drenado, CD.

2.7 SOLOS COMPACTADOS

Solos compactados são solos não saturados, valendo, portanto, o comportamento resistente como descrito no de item anterior. Como efeito, a compactação resulta em uma estruturação dos solos, tornado semelhante a um solo pré-adensado, elevando sua resistência para patamares acima que aquelas resistências obtidas para os mesmos solos em seu estado natural. Como mostrado na Figura 60, em que as resistências se apresentam acima da envoltória retilínea.

Figura 60 - Trajetórias de tensões de diversos tipos de ensaios triaxiais de um solo de basalto compactados em diferentes teores de umidade.

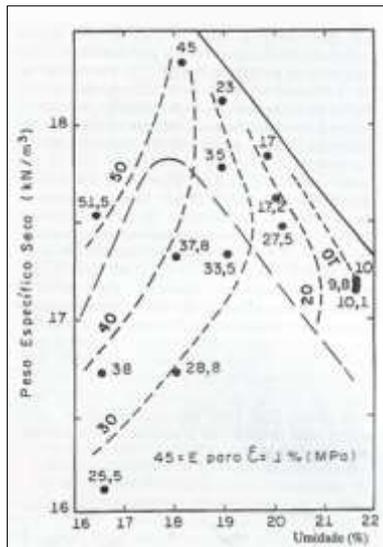


Fonte: Cruz (1985) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

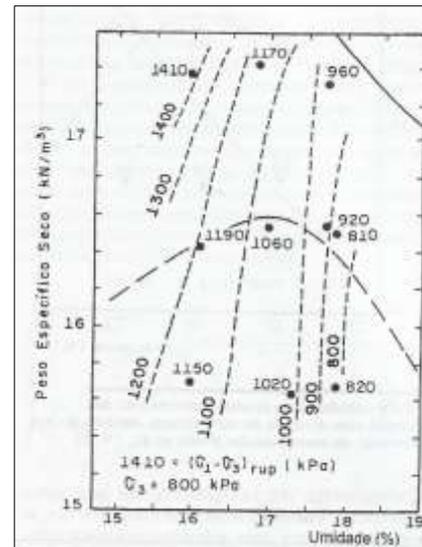
As propriedades mecânicas dos solos compactados dependem da umidade do solo e do processo de compactação, modificando o grau de saturação, o peso específico seco e a estrutura do solo. A deformabilidade dos solos compactados pode ser representada pelo módulo edométrico D , ou E_{edo} , ou o módulo de elasticidade E . (HACHICH, FALCONI, *et al.*, 1998). Em termos de resistência não drenada, nota-se que o módulo de edométrico cresce proporcionalmente com a densidade de seca da amostra (Figura 61). Já o módulo de elasticidade cresce quando mais seco e mais compacto for os solos siltosos (Figura 62,

Figura 63 – Módulo de elasticidade secante em solicitação não drenada de um solos areno-argiloso, em função dos parâmetros de compactação.

Figura 64 - Resistência não drenada (UU) de um solo siltoso, em função dos parâmetros de compactação.



Fonte: Pinto (1971) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).



Fonte: Pinto (1971) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

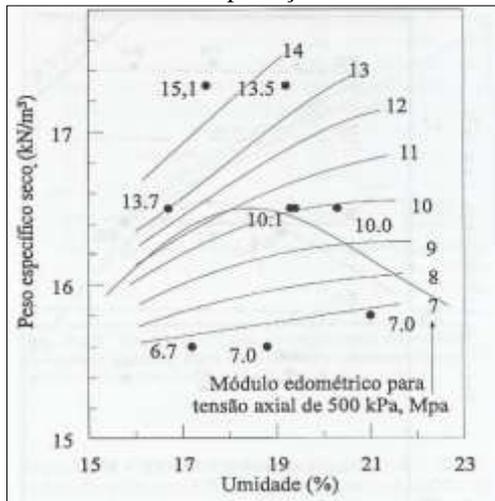
e Figura 64). No tocante aos solos arenos-argilosos o módulo aumenta com a densidade seca para o ramo seco de umidade, ultrapassando a umidade ótima o módulo torna a decrescer.

O módulo está associado com a estrutura dos solos. Em solos que se encontram com a estrutura dispersa, produto da compactação em umidade elevadas, levam ao aumento da deformabilidade. Como exemplo, os solos siltosos apresentam com menor possibilidade de estruturas dispersas, apresentando módulos crescentes com a densidade, mas decrescente com o aumento da umidade (

Figura 65). (Hachich, Falconi, *et al.*, 1998).

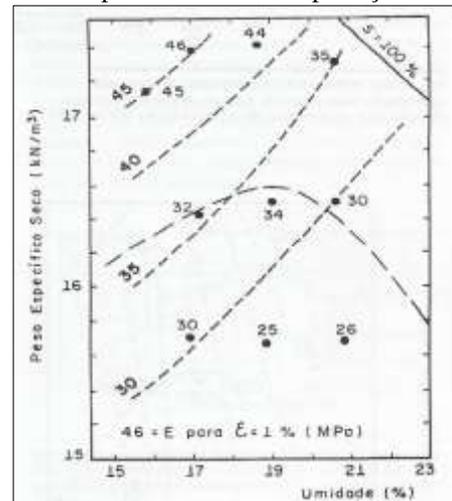
Em geral, a resistência não drenada depende basicamente da umidade de compactação e a resistência efetiva (em situação drenada) é fundamentalmente dependente da densidade seca.

Figura 61 - Módulos Edométricos de um solo siltoso compactado, em função dos parâmetros de compactação.



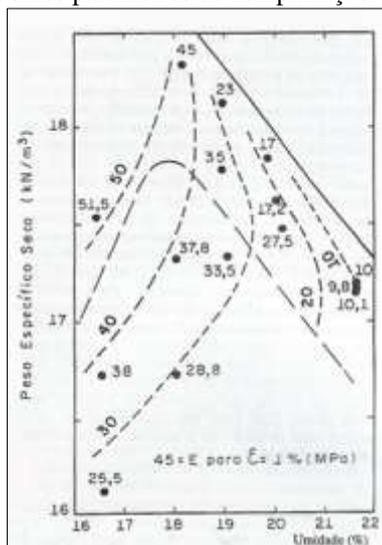
Fonte: Pinto (1971) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

Figura 62 – Módulo de Elasticidade secante em solicitações não drenadas de solo siltoso, em função dos parâmetros de compactação.



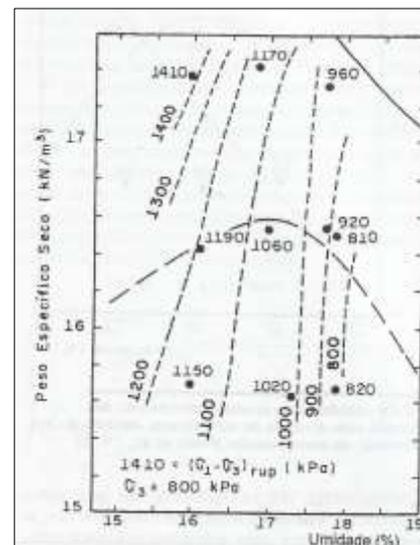
Fonte: Pinto (1971) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

Figura 63 – Módulo de elasticidade secante em solicitação não drenada de um solos areno-argiloso, em função dos parâmetros de compactação.



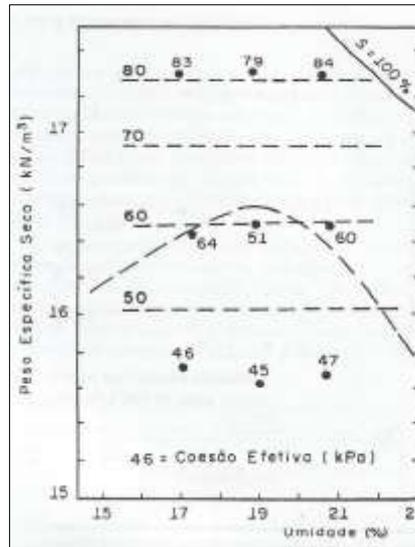
Fonte: Pinto (1971) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

Figura 64 - Resistência não drenada (UU) de um solo siltoso, em função dos parâmetros de compactação.



Fonte: Pinto (1971) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

Figura 65 – Resistência drenada (CD) de um solo siltoso em função dos parâmetros de compactação.



Fonte: Pinto (1971) apud Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

2.8 SOLOS EXPANSIVOS

Endêmico em algumas regiões do Brasil, devido à fatores de origem geológica, os solos expansivos, serão abordados a seguir, tratando de sua forma de ocorrência, metodologia de identificação e forma de mensurar a magnitude do fenômeno de expansão.

2.8.1 Ocorrências

Os solos expansivos são aqueles que podem apresentar expansão, variação de volume, quando em condições de absorver água, ou seja, não-saturado. No tocante do ponto de vista prático, os solos expansivos não somente podem apresentar expansão para a variação de umidade, como também para a variação de tensão. Em termos científicos, são assim classificados os solos que apresentam elevada variação de volume, expansão ou contração, quando se altera as condições de umidade. A expansão é uma característica permanente, porquê uma vez esgotada sua capacidade de expansão, um solo ainda é dito como expansivo, pois a classificação é devido à sua constituição e não ao seu estado natural. (Hachich, Falconi, *et al.*, 1998).

As primeiras observações deste fenômeno são relativamente novas na engenharia geotécnica, datadas em 1938, (Chen, 1988).

Solos com estas características são encontrados em todo o mundo, porém com especiais ocorrências nas regiões áridas e semi-áridas do globo. Os respectivos danos provocados, devido a este fenômeno, vêm causando grandes prejuízos à construção civil e demais infraestruturas como estradas, aeroportos e tubulações. (Day, 2010).

Por exemplo, nos Estados Unidos as despesas com estes problemas são superiores à 7 bilhões de Dólares por ano, chegando a 9 bilhões. (Jones e Jones, 1987 apud Day, 2010).

2.8.2 Mecanismos de Expansão

Inicialmente, o fenômeno de expansão merece uma atenção quanto a sua terminologia referente à expansão intrínseca, expansão e levantamento como exposto por Justino da Silva (2005) apud Júnior (2010):

a) **Expansividade intrínseca** é a capacidade do argilomineral em absorver água, sendo uma propriedade intrínseca da argila, não sendo alterada pelo teor de umidade ou sucção existente num determinado tempo”; b) **Expansão** de um solo intrinsecamente expansivo pode ser descrita como a mudança de volume que resulta de uma variação no teor de umidade ou sucção. Nos solos **não-saturados** a relação entre a variação de umidade e mudança de volume é afetada por fatores tais como a estrutura e a **histerese** na relação de sucção-umidade. c) **Levantamento** é o deslocamento vertical ascendente de um ponto de massa do solo, resultante da expansão de um solo intrinsecamente expansivo (Silva, 2005).

A característica e o percentual do argilomineral contido em determinado solo, condiciona a magnitude da referida expansibilidade intrínseca. Entre os diferentes tipos de minerais, os solos com argilominerais do grupo das esmectitas se destacam pela capacidade de absorver água proporcionando seu aumento de volume, ou seja, por sua condição intrínseca de se expandir. (Hachich, Falconi, *et al.*, 1998).

Esta condição deve-se, em parte, à sua dimensão, entre os demais argilominerais. Comparativamente com as argilas caulinitas, as esmectitas possuem um volume de partícula 10^{-4} vezes menor e uma área 10^{-2} vezes menor, em termos de superfície específica 100 vezes maior ($1000 \text{ m}^2/\text{g}$). Enquanto a caulinita tem de uma relação espessura/dimensão longitudinal da partícula respectivamente de $1000\text{Å}/10.000\text{Å}$ (10 vezes), as esmectitas tem 10 Å e 1000 Å (100 vezes). Portanto, as esmectitas são menores e mais longilíneas, lamelares e reticulares. (Hachich, Falconi, *et al.*, 1998).

Ferreira (1996) apud Barbosa (2013) assim definem os solos expansivos:

São de solos não saturados; possuem argilominerais de estrutura do tipo 2:1 principalmente do grupo esmectitas, como as montmorilonitas ou vermiculitas. Contrações e expansões com aparecimento de superfícies de fricção: solos com drenagem baixa e atividade alta, derivados de rochas ígneas, basicamente de Basalto, Diabases e Gabos, e de rochas sedimentares: Folhelhos, Margas e Calcários; São de regiões de onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternâncias de estações secas e chuvas intensas e concentradas (Barbosa, 2013).

As argilas esmectitas são consideradas um importante grupo em termos de usos comerciais, como em fármacos e no tocante às suas características estruturais. Estas argilas possuem, entre as camadas de pirofilita (ver Figura 66), folhas de águas molecular e cátions livres, provendo grande capacidade de expansão e grande troca catiônica. (Machado F. B., 2016).

A expansão, em resumo, é observada através da substituição dos íons de potássio por moléculas de águas adsorvida entre camadas de sílica, levando à expansão reticular, chegando a milhares de vezes seu volume inicial. (Carvalho, 2006).

O mecanismo de expansão surge através da água adsorvida e íons na superfície da partícula de argila que são os constituintes da dupla camada. Havendo, de início, um equilíbrio entre a sucção de água além da dupla camada e a água presente dentro da partícula. O aumento de volume da partícula de argila ocorrerá através da perturbação do equilíbrio do potencial de sucção entre água exterior e aquela presente na dupla camada, que as levarão a movimentar-se em função de restabelecer o equilíbrio e alterando o espaçamento entre as partículas. (Junior, 2010).

O arranjo típico das esmectitas, como ilustrado na

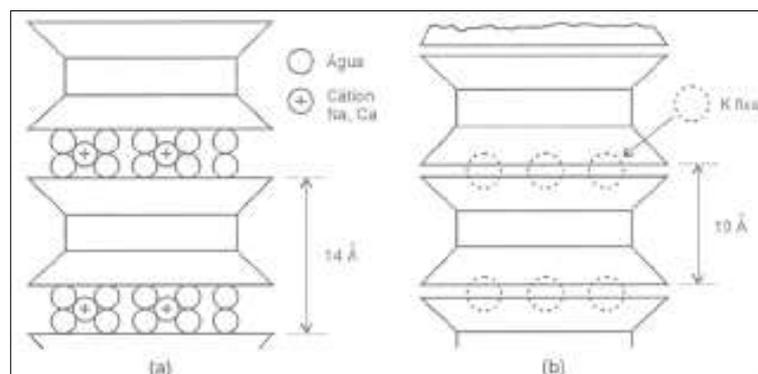
Figura 67, Figura 68 e Figura 69, é do tipo 2:1, ou seja, dois tetraedros e um octaedro, com ligações entre camadas feitas por íons de O^{2-} ou O^{2+} , e cátions de Ca^{++} , Na^+ , Mg . Estas ligações, com forças relativamente pequenas não impedem a entrada de água entre camadas. Existindo assim uma troca catiônica que condiciona o comportamento dessas argilas. Este movimento entre camadas explica a possibilidade de absorver água, sua expansão e sua contração na variação de umidade. (Hachich, Falconi, *et al.*, 1998).

Figura 66 – Pirofilita



Fonte: Região (2017).

Figura 67 - Esquema ilustrativo da estrutura de dupla camada das argilas esmectitas e ilitas.



Fonte: Hachich, Falconi, *et al.*, (1998).

Contudo, não somente o tipo do argilomineral são responsáveis pela a expansão do solo. Neste sentido Carvalho (2006), destaca os fatores internos condicionantes à expansão dos argilominerais:

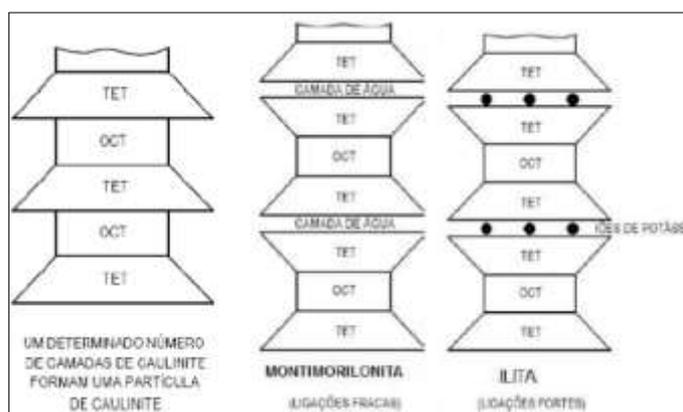
- a) Tipo do Argilomineral (este de maior relevância);
- b) Capacidade de troca catiônica;
- c) Quantidade de argilomineral;
- d) Concentração de íons;
- e) Dimensão das partículas e;
- f) Cimentação Diagenética.

Ainda como fatores externos cita-se:

- Concentração e íons dissolvidos na água em contato com o argilomineral e;
- Grau de compactação em que se encontra o solo.

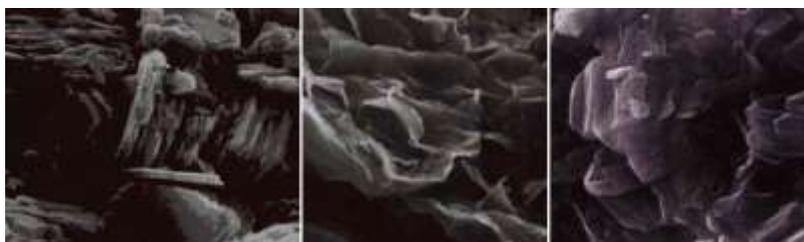
Ainda que existam diversos fatores relacionados com o mecanismo de expansão, em geral a expansão é resultado de mudanças no sistema de solo-água perturbando as tensões de internas. Haverá, portanto, alteração de volume nos solos desde que cesse o desequilíbrio entre tensões externas existentes no solo e as forças internas resultantes da expansão do argilomineral. (Justino da Silva, 2005 apud Júnior, 2010).

Figura 68 - Esquema estrutural da Caulinita, Montmorilonita e Ilita.



Fonte: Cristelo (2001) apud Barbosa (2013).

Figura 69 - Micrografias da Caulinita, Montmorilonita e Ilita.



Fonte: IQ (2010) apud Barbosa (2013).

2.8.3 Técnica de Identificação de Solos Expansíveis

Conforme Ferreira (1995), diante da complexidade de identificação de solos potencialmente expansivos, diversos pesquisadores definirão métodos por meio de hipóteses simplificadoras e soluções numéricas, sendo classificados por métodos diretos e indiretos.

Os métodos indiretos buscam identificar os solos potencialmente expansivos através de parâmetros físico-químicos, índices físicos e comportamento dos solos. A informação produzida pelos métodos indiretos é de carácter:

- a) **Identificativo** - que permite ver a estrutura dos solos e a identificação do argilomineral.
- b) **Qualitativo** – ainda seja considerado um meio de identificação preciso para solos especiais, buscam trazer informações sobre os índices físicos dos solos em estudo.
- c) **Orientativos** – estes são baseados em informações pedológicas, como porosidade a mineralogia e o ambiente de formação, trazendo assim indícios, possibilidade, orientativos do potencial dos solos.

Os métodos diretos baseiam-se em induzir a expansão do solo, buscando reproduzir o mais fielmente possível a situação de campo. Neste método, a informação produzida é de cunho quantitativo, ou seja, busca-se assim mensurar os valores de deformações volumétricas devido à expansão, efetivamente ocorridas.

A Tabela 2-20, elaborada por Ferreira (1995), descreve os métodos diretos e indiretos voltados a identificação de solos expansivos.

No tocante à investigação de campo com finalidade de projeto de infraestrutura, a busca por informações de cunho **orientativo**, ou seja, carta geológicas, pedológicas e agroecológicas, formam a primeira etapa de trabalho, visando identificar os solos predominantes, como também particularidades que se destacam e que podem influenciar no enfoque dos primeiros ensaios de campo.

Com essa visão de contexto, realizam-se os primeiros ensaios de campo, buscando verificar de maneira **qualitativa**, os parâmetros dos solos a fim de buscar informações de maneira efetiva da área de implantação da infraestrutura.

Uma vez se confirmando que os parâmetros índices do solo apontam à característica de expansão, realizam-se os métodos **identificativos** de modo a serem os mais representativos possível, visando eficiência na investigação, devido ao custo dos ensaios. Concomitantemente, amostras indeformadas deste solo em questão são coletadas para a realização dos ensaios **quantitativos** e assim se confirmar e/ou mensurar a magnitude do potencial expansivo.

Também é recomendado buscar as informações ambientais em investigação preliminar, investigação complementar e investigação de verificação, relativas às diferentes fases de um projeto, e considerando os projetos de infraestruturas que são investimentos de longo de médio a longo prazo, visto que são divididos em anteprojeto, projeto básico e projeto executivo. (Shnaid e Odebrecht, 2012).

Tabela 20 - Métodos de Identificação de Solos Expansivos.

Métodos	Sub-Divisões	Critério	Referência
INDIRETOS	Identificativos	Difração e raio X, Microscopia eletrônica de varredura, Análise termo-diferencial e Adsorção de etilenoglicol e glicerina.	AYALA <i>et al.</i> (1986)
		Físico-químico	FINK <i>et al.</i> (1971)
	Orientativos	Granulometria, Consistência e Índices físicos e Classificação Geotécnica	PRIKLONSKIJ (1952), SKEMPOM (1953), SEE <i>et al.</i> (1962), VAN DER MERWE (1964) CHEN (1965), VIJAYVERVIA e GHAZZALY (1973), RODRIGUEZ ORTIZ (1975), CUELLAR (1978). DAKSANAMURTHY e RAMAN (1973).
	Qualitativos	Geologia, Geomorfologia, Pedologia e Identificação visual.	PATRICK e SNETHEN (1976), AYALA <i>et al.</i> (1986), FERREIRA (1990c e 1993a).
DIRETOS	Avaliativos	Ensaio de Expansão de Lambe	LAMBE (1960).
	Quantitativos	Expansão Livre e Tensão de Expansão, Ensaios Edométricos Duplos e Simples.	SEED <i>et al.</i> (1962), CHEN (1965), VIJAYVERVIYA e GHAZZALY (1973), RODRIGUEZ ORTIZ (1975), CUELLAR (1978), JIMENEZ SALAS (1980).
		Ensaios Edométricos de Sucção controlada	ESCARIO (1967 e 1969), AITCHISON <i>et al.</i> (1973), JOHNSON (1978), McKEEN (1980).

Fonte: Ferreira (1995).

2.8.4 Medição da Expansão dos Solos

Tão como identificar os solos expansivo, mensurar a magnitude do fenômeno de expansão é de suma importância. A seguir serão tratadas as formas de medição da expansão e sua influência sobre os demais parâmetros do solo.

2.8.4.1 Potencial de Expansão

O potencial de expansão é medido através de ensaios edométricos normatizados pela ASTM D4829 e ASTM D4546, no qual mede-se a variação de espessura de um corpo de prova do solo inundado, submetido a uma pequena carga de vertical, embora permita a expansão livre da amostra. O potencial de expansão, quantificado por IE - Índice de Expansão, Equação 2-24. A Tabela 21 apresenta uma classificação do Potencial de Expansão em função do IE. Conforme Budhu (2013), fundações implantadas em solos com $IE > 20$ devem ser projetadas para prevenir possíveis danos em função da expansão do solo.

$$IE = 1000 \frac{\Delta H}{H_0} \quad (2-24)$$

Onde:

ΔH – Variação da altura vertical;

H_0 – Altura inicial;

Tabela 21 - Potencial de Expansão.

IE	Potencial de Expansão
0 a 20	Muito Baixo
21 a 50	Baixo
51 a 90	Médio
91 a 130	Alto
>130	Muito Alto

Fonte: (Budhu, 2013).

2.8.4.2 Pressão de Expansão

A expansão de um solo é inversamente proporcional à tensão a qual está submetido. No ensaio edométrico é possível anular a expansão de um solo submetendo-o a uma determinada tensão, denominada pressão de expansão, quando impede o solo de se expandir. Este ensaio também é regido pelas normas ASTM D4829 e ASTM D4546.

Conforme Ferreira (1995), existem diferentes métodos de se atingir a tensão de expansão:

- a) **Método 1:** aplica-se uma determinada tensão, que será a tensão de expansão, após a estabilização da amostra, afim de se retornar ao índice de vazios registro antes da expansão;
- b) **Método 2:** após a consolidação da mostra, aplica-se uma tensão de confinamento, inunda-se a amostra, mede-se a deformação, obtendo graficamente a tensão para o estágio anterior a deformação;
- c) **Método 3:** Busca-se manter o volume constante na célula do edômetro, incrementando carga a fim de impedir a deformação da amostra inundada;
- d) **Método 4:** Como em um procedimento gráfico de pré-consolidação de um solo saturado, aplica-se pequenas e sucessivas tensões no corpo de prova inundado afim de impedir a variação de volume da amostra;
- e) **Método 5:** a tensão de expansão de um procedimento gráfico, onde há a interseção da curva de inundação sob tensão com a curva com umidade constante, Justo et al (1984).
- f) **Método 6:** a tensão de expansão é determinada através de curvas obtidas com o ensaio edométrico duplo, a qual será aquela correspondente ao índice de vazios inicial.

Estes diferentes métodos ensaio levam a diferentes trajetórias de tensões, e influenciando o valor da pressão de expansão final, tais variações foram apresentadas por Ferreira (2009), conforme Tabela 22.

2.8.4.3 Expansão e Parâmetros do Solo

Em busca de informações qualitativa, que ajudem estimar a possível expansão dos solos, alguns pesquisadores relacionaram o potencial de expansão e tensão de expansão com determinados parâmetros dos solos, como se segue na Tabela 23 e Tabela 24:

Tabela 22 - Pressão de Expansão obtidas por seis métodos de ensaios.

Método de tensão de expansão	Tensão de Expansão (kPa)	
	Delgado (1986)	Silva e Ferreira (2007)
1 Carregamento de tensão de expansão	260	168
2 Expansão e colapso sob tensão	150	365
3 Volume constante	193	110
4 Ensaios Edométrico duplo	290	180
5 Rao et al (1980)	-	140
6 Justo et al (1984)	200	310
Média	219	212

Fonte: Ferreira (2009).

A atividade dos solos argilosos também foi utilizada para fornecer informações sobre o potencial de expansão (conforme apresentada na Equação 2-25), considerando que solos expansivos possuem atividade (A) maior que 1,25, com se segue. (SKEMPTON, 1953 apud BUDHU, 2013).

$$A = \frac{IP}{\% \text{ de finos menor que } 2\mu\text{m}} = \frac{IP}{\% \text{ de argila}} \quad (2-25)$$

A pressão de levantamento também pode ser estimada para estes solos conforme a Equação 2-26.

$$p_{\text{expansão}} = 4,8(IP - 10)(kPa) \quad (2-26)$$

Tabela 23 - Estimativa da Variação de Volume Potencial para solos expansivos.

Percentual passando na peneira #200	Limite de Liquidez (%)	Resistência no SPT (golpes/pés)	Expansão provável (%)	Pressão de Expansão (kPa)	Grau de Expansão
>90	60	30	10	100	Muito Alto
60-90	40-60	20-30	3-10	25-99	Alto
30-60	30-40	20-30	1-5	15-24	Médio
<30	<30	<10	<1	<15	Baixo

Fonte: Modificado de Chen (1975) apud Budhu (2013).

Tabela 24 - Estimativa de Variação de Volume Potencial de para Solos Expansivos.

Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Pressão de Sucção (kPa -(ksf))	Potencial de Expansão (%)	Classificação do Potencial de Expansão
60	>35	>380	>1,5	Alto
50-60	20-30	140 (4) - 380 (9)	0,5-1,5	Marginal
<50	10-20	<140 (4)	<0,5	Baixo

Fonte: Modificado de Reese e O'neil (1998) apud Budhu (2013).

2.9 SÍNTESE

Neste capítulo foram mostradas as principais características de algumas das rochas sedimentares terrígenas (rochas detríticas), especialmente conglomerados, argilitos e siltitos, dando ênfase às diferentes configurações destas rochas. Seguido dos principais parâmetros e respectivos ensaios de campo e laboratório para caracterização de maciços rochosos. No tocante à classificação dos maciços rochosos pelo método RMR ou Q, observou-se a importância da descrição completa de testemunho obtido por sondagem rotativas, seguidas da determinação do RQD. Uma vez que não se venha a realizar outro ensaio (seja de campo ou laboratório), os sistemas de classificação apresentam-se com uma fonte para estimativa de parte destes parâmetros. Esta situação mostra-se ainda mais acentuada quando se trata de rochas de baixa resistência, cuja a estimativa de parâmetros pode ser ainda menos precisa, remetendo à necessidade de densificar os ensaios no maciço e/ou determinada região, principalmente para caracterizar o determinado maciço ainda que se trata como rocha ou mesmo com solos duro.

No tocante aos parâmetros geotécnicos dos solos, foram apresentados aqueles relacionados com as diferentes configurações de solos não-saturados, neste caso, forma mais específica para solos compactados e solos expansivos. No sentido dos solos não-saturados, o teor de umidade é o fator de maior influência, na sucção matricial e preponderante na variação da coesão e parâmetros destes solos.

Quando se trata de solos com a estrutura modificada, ou seja, os solos compactados, dentro do ramo seco de umidade, a densidade seca é o fator dominante para obtenção de melhores módulo edométrico e de elasticidade, ambos para um grau de saturação abaixo de 100%.

3 ÁREA DE ESTUDO: ESCAVAÇÃO DA EBV-3

Neste capítulo serão apresentadas as informações referentes ao Projeto de Integração do São Francisco, no tocante à descrição do projeto em si, como também a definição das principais componentes de infraestrutura hídrica que o compõe.

3.1 APRESENTAÇÃO

Os principais aspectos relacionados com a geologia geral, destacando os aspectos influentes no estudo, seguindo para a geologia local e aquela inerente a estação de bombeamento EBV-3, como também um olhar mais atento sobre os dados de investigação do subsolo, principalmente nas informações obtidas nos ensaios de campo.

3.2 PROJETO TRANSPOSIÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO – EIXO LESTE

O Projeto de Integração do Rio São Francisco com as Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional, PISF, é composto de dois grandes eixos de condução, que partem de suas respectivas captações do Rio São Francisco até pontos estratégicos de abastecimento. Estes eixos são compostos de obras de condução e regulação, como canais, adutoras, barragens, estações elevatórias e túneis. (MI, Transposição do Rio São Francisco - Projeto Básico - Trecho V - Eixo Leste - Descrição do Projeto, 2001).

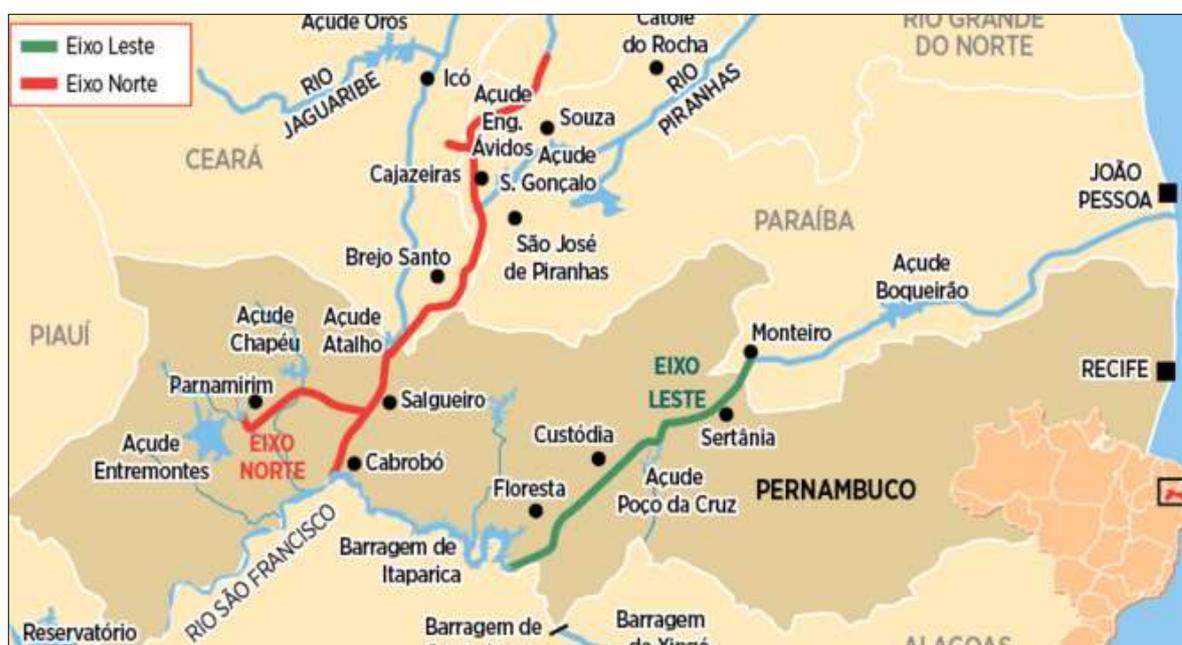
Outras obras complementares são previstas para os dois Eixos, objetos de futuros contratos de licitação. Estas obras terão a finalidade de fazer a conexão dos grandes Eixo de condução com os principais centros de demandas hídricas na região.

O primeiro é chamado Eixo Norte, que parte do Município de Cabrobó-PE, percorre em torno de 400 km chegando aos municípios de Juazeiro do Norte-CE, Souza-PB, como também promove um reforço nas vazões do Rio Jaguaribe-CE e Rio Apodi-RN (Figura 70). A capacidade inicial de condução do Eixo Norte é de 98 m³/s.

O Eixo Leste, faz a captação de água no Reservatório de Itaparica, este já construído, no município de Floresta - PE, até o Município de Monteiro-PB, percorrendo 220 km. A capacidade inicial de condução do Eixo Leste é de 28 m³/s, sendo constituído de (ver Figura 71):

- a) 169 km de Canais;
- b) 6 Estações de Elevatórios EBV-1 a EBV-6;
- c) 11 Reservatórios e Barragens;
- d) 4 Aquedutos;
- e) 1 Túnel;
- f) 1 Adutoras (com 12 km);
- g) 3 Derivações;

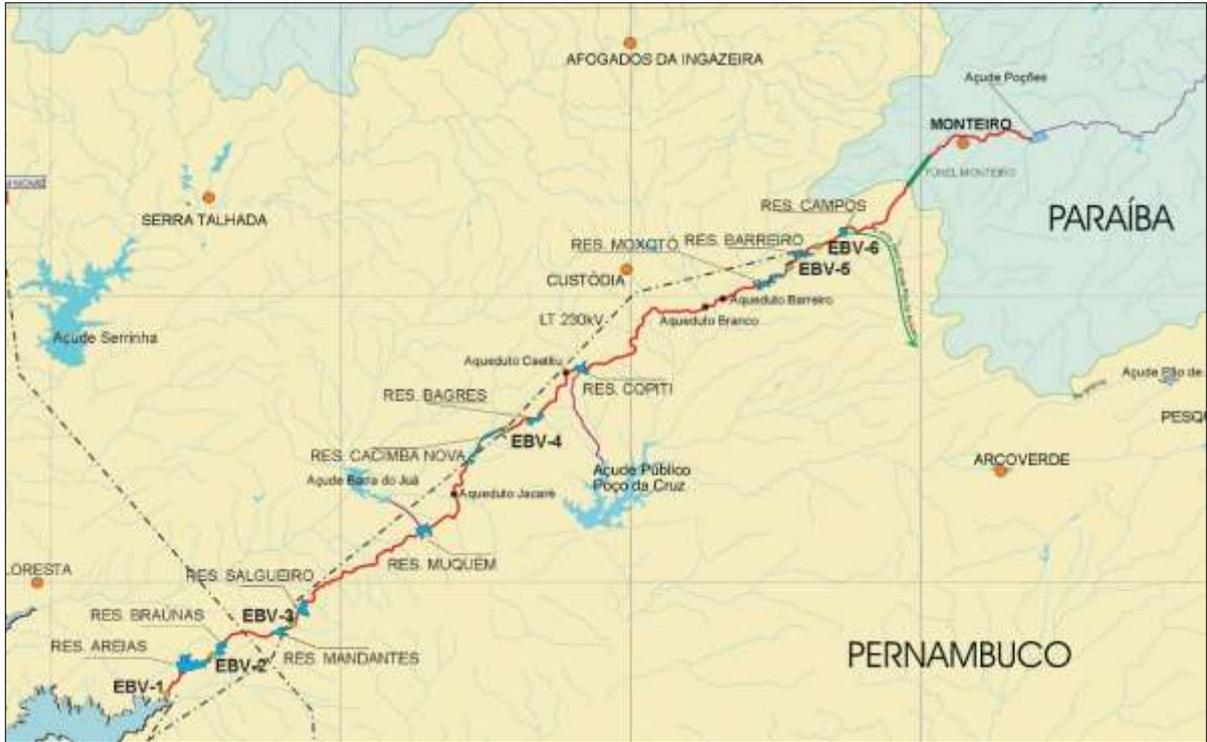
Figura 70 - Transposição do Rio São Francisco - Eixo Norte e Leste.



Fonte: JC (2015).

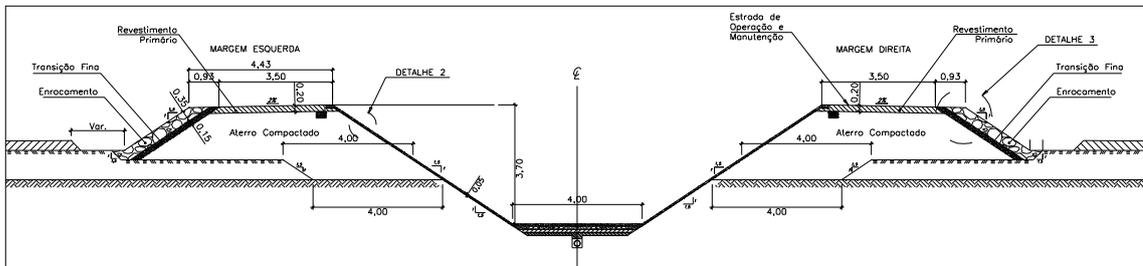
O Eixo Leste é constituído predominantemente de um canal de seção trapezoidal, com altura 3,7 m, base 4 m, conforme representado na Figura 3-3, Figura 3-5 e Figura 3-6, que representam as seções típicas do canal para a situação do mista (corte e aterro), totalmente em aterro e totalmente escavada. No tocante à seção escavada, foram previstas, durante o projeto básico e executivo, tirantes com a finalidade auxiliar na estabilidade de grandes taludes escavados, contudo a solução não foi utilizada, lançando mão, primeiramente, de uma revisão na geometria da escavação do talude. As Estações Elevatórias – EBV's, são de grande porte, compostas de 4 +1 bombas verticais (4 operativas mais 1 reserva) com potência média de 12 MW (ver Figura 75). As locações das estações de elevatórias ao longo do traçado do canal, sempre são posicionadas na região com aumento notório da elevação do terreno natural, fato que leva o traçado, imediatamente antes, estar em seção escavada (Figura 76).

Figura 71 - Eixo Leste - Principais Estruturas.



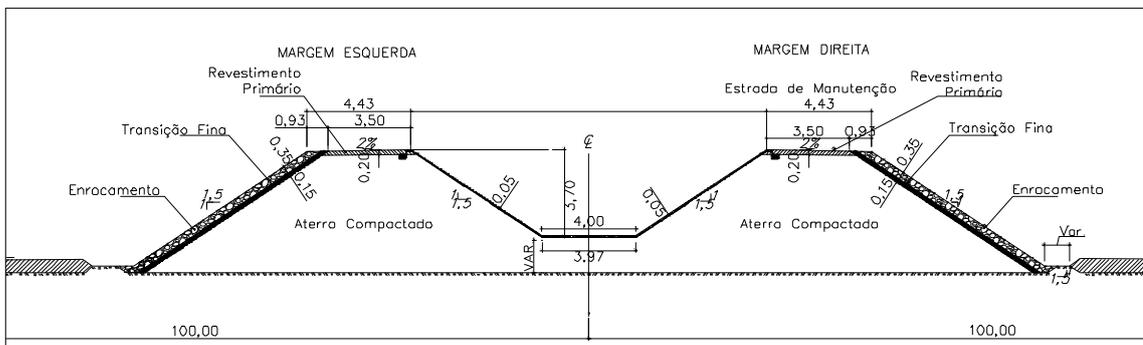
Fonte: MI (2009).

Figura 72 - Seção Típica do Canal.



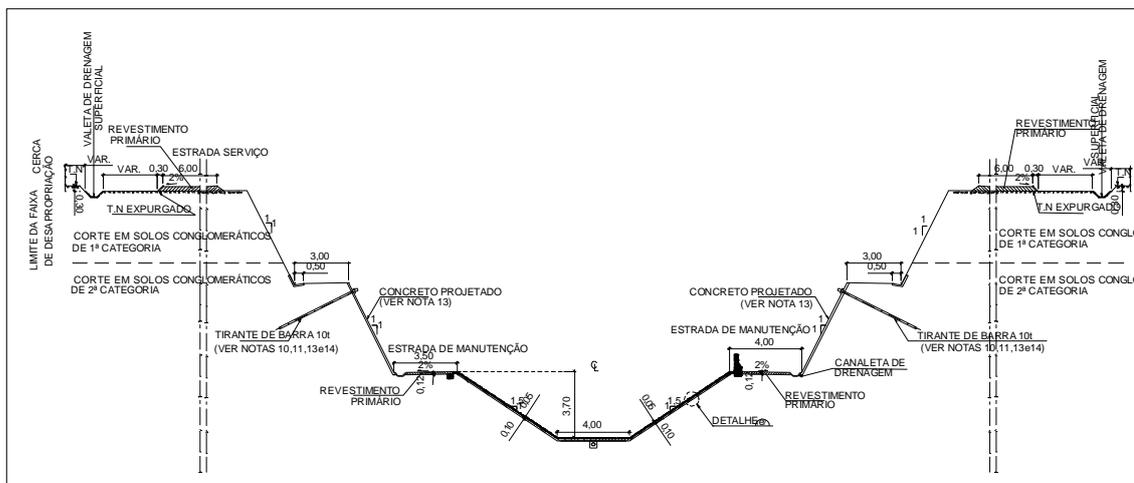
Fonte: Modificado de MI (2009).

Figura 73 - Seção Típica do Canal – Aterro.



Fonte: Modificado de MI (2009).

Figura 74 - Seção Típica do Canal –Corte.

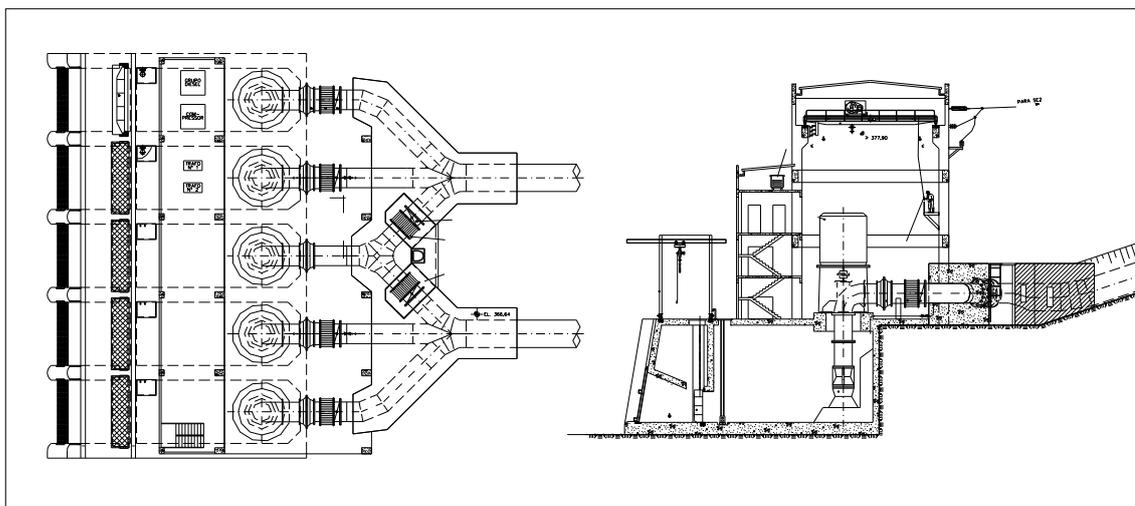


Fonte: Modificado de MI (2009).

Na região da estação de bombeamento, de forma típica, o canal prevê uma velocidade de fluxo próximo a 1 m/s, passa por um aumento de seção molhada, tranquilizando o fluxo, este trecho de canal no PISF é chamado de Forebay de montante, mas também chamado de bacia de tranquilização. A estrutura que compõe a estação de bombeamento é composta de poço de bombas, plataforma, casa de bombas, barrilete e tubulação de recalque (ou elevação). Atingindo a cota desejada a tubulação de recalque desagua no Forebay de jusante que logo em seguida volta à seção típica do canal, este que se encontra em uma plataforma elevada suportada por um aterro significativo.

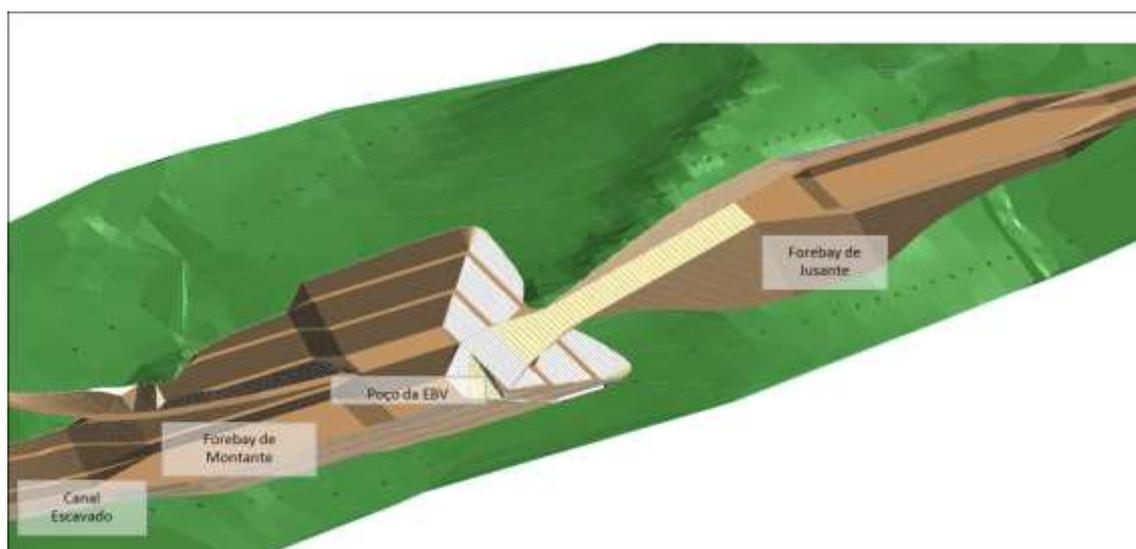
A Figura 77 apresenta a planta final da estação de bombeamento da EBV-3, definida durante o projeto executivo. A Figura 78 até a Figura 85, apresentam os componentes citados em 2014, quando estavam com as obras praticamente concluídas, como também as respectivas seções transversais, em 2015, quando as obras civis encontravam praticamente concluídas.

Figura 75 - Esquema Típico das Estações Elevatórias.



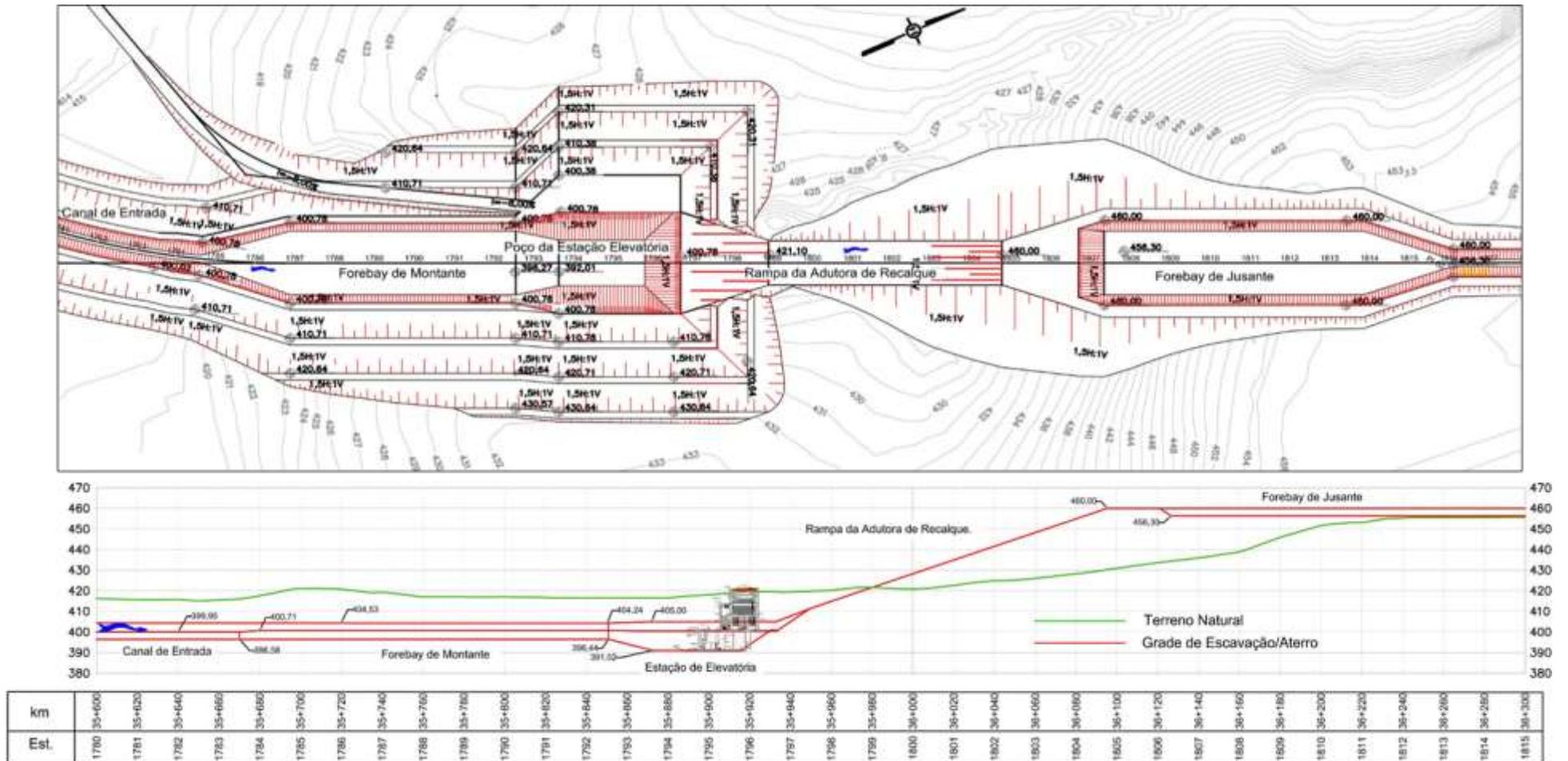
Fonte: Modificado de MI (2009).

Figura 76 - Singularidade no Traçado do Canal - Escavações e Aterro típicos das EBV's.



Fonte: Simplificado de TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Figura 77 - Planta e Perfil da EBV-3.



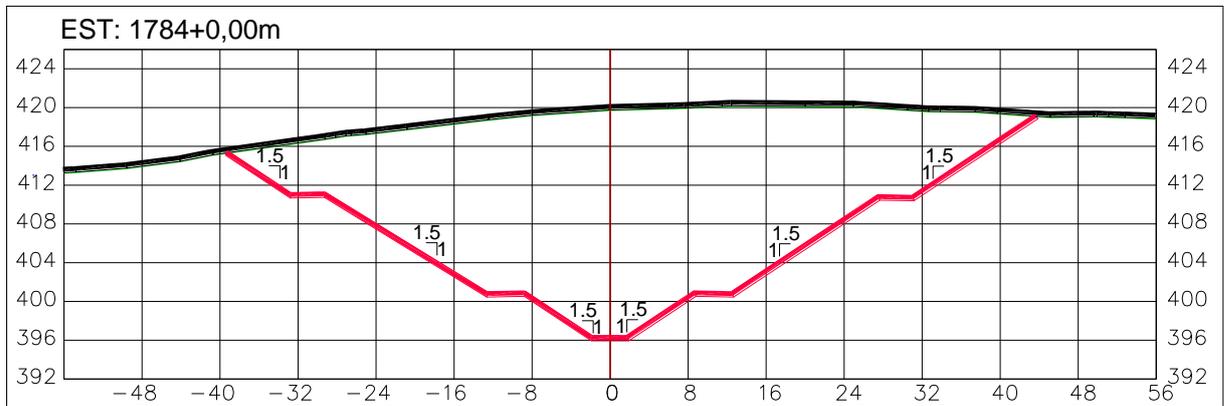
Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Figura 78 - Canal de Aproximação da EBV-3.



Fonte: S.A. PAULISTA (2015).

Figura 79 - Seção Transversal do Canal de Aproximação - Estaca 1784.



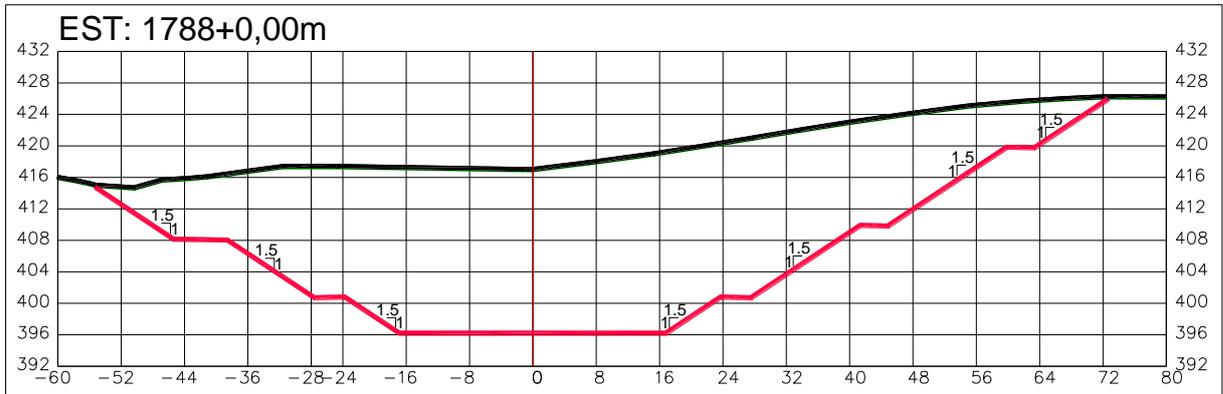
Fonte: Modificado de TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Figura 80 - Forebay de Montante da EBV-3.



Fonte: S.A. PAULISTA (2015).

Figura 81 - Seção Transversal - Forebay de Montante - Estaca 1788.



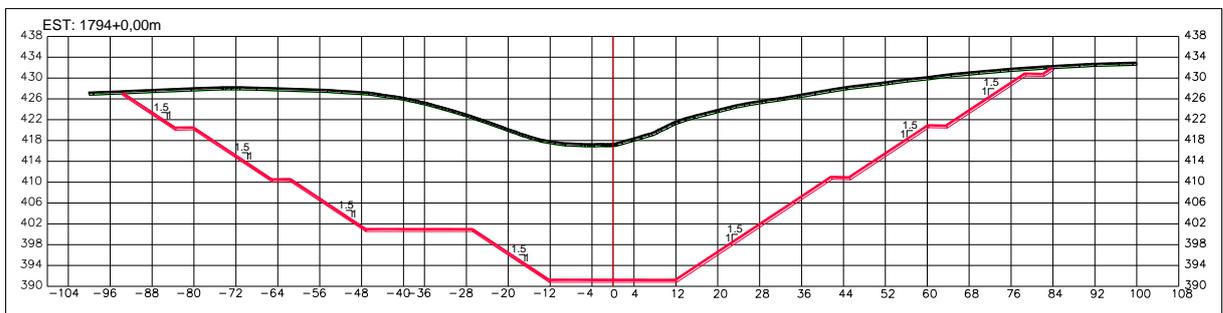
Fonte: Modificado de TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Figura 82 - EBV-3, parcialmente construída.



Fonte: S.A. PAULISTA (2015).

Figura 83 - Seção Transversal – Poço da Estação Elevatória - Estaca 1794.



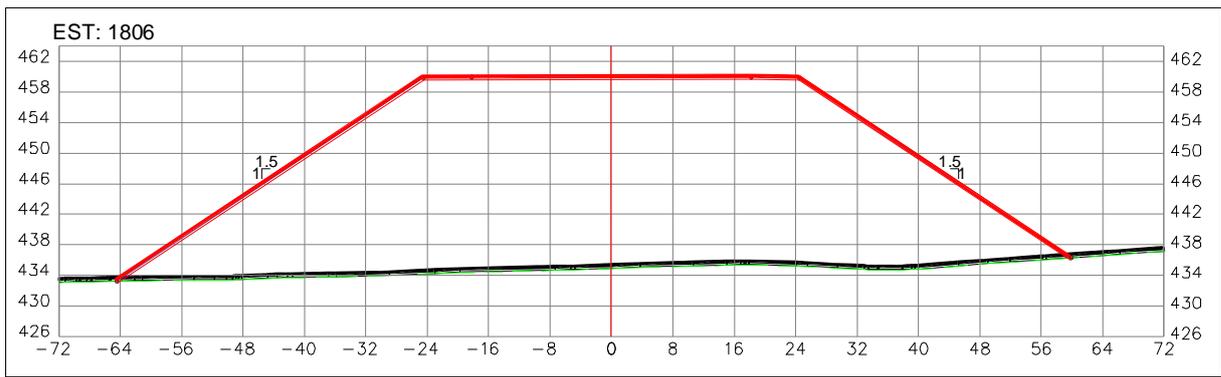
Fonte: Modificado de TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Figura 84 - Forebay de Jusante da EBV-3.

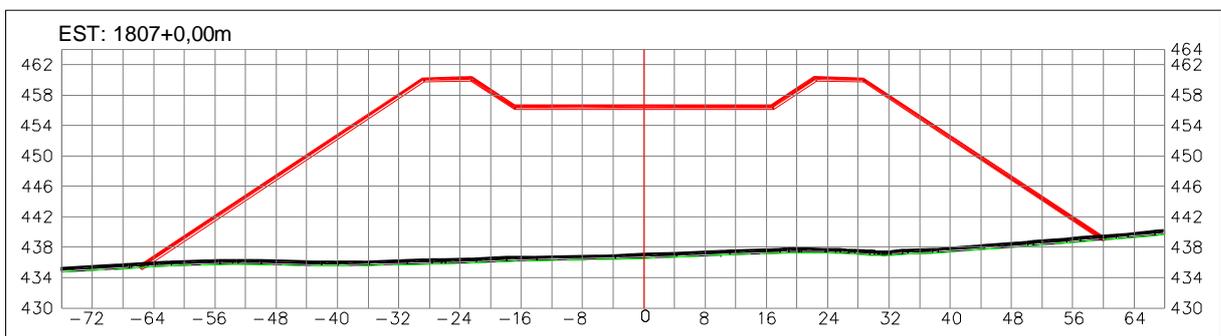


Fonte: S.A. PAULISTA (2015).

Figura 85 - Seção Transversal do Forebay de Jusante: (a) Estaca 1806; (b) Estaca 1807.



(a)



(b)

Fonte: Modificado de TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Serão tratados a seguir a geologia, partindo de uma escala mais ampla seguindo para uma de maior detalhe nas proximidades do sítio da estação de bombeamento EBV-3. Como também serão apresentados os aspectos, particularidades e riscos geotécnicos relevantes à conservação da estrutura lá construída.

3.3.1 Geologia Regional

A geologia do Estado de Pernambuco está representada no mapa da Figura 87. Análise do mapa mostra uma forte predominância de rochas metamórficas entre as rochas ígneas e sedimentares, como apresentado na Tabela 25. Entre as regiões de origem sedimentar, observam-se locais muito específicos, situados no litoral, extremo noroeste, e no centro sul do estado, como mostrado na Figura 87. A mesma Figura 87, destaca a localização do Eixo Leste entre as formações geológicas, mostrando está situado entre uma região de origem metamórfica e sedimentar do centro sul do estado.

Tabela 25 - Principais Classe de Rocha presentes em Pernambuco.

Classe de Rocha	%
Metamórfica	60%
Ígnea	14%
Sedimentar (ou Sedimentos)	17%
Ígnea, Metamórfica	5%
Metamórfica, Sedimentar (ou Sedimentos)	5%

Fonte: CPRM (2010).

Conforme MI (2001), as formações geológicas predominantes nas proximidades do Eixo Leste, estão sob influência da Região de Desdobramentos do Nordeste, formada por eventos tectono-metamórficos, de idade proterozoicas, durante o Ciclo Brasileiro, somados a tectonismos Mesozoicos, formador de sistemas “rift-valleys” intracontinentais, responsáveis pela formação da Bacia Sedimentar do Recôncavo, Tucano e Jatobá, conforme representado na Figura 86. A Bacia Sedimentar do Jatobá pode também identificada exatamente como a região de origem sedimentar destacada na Figura 87.

Ainda segundo MI (2001), com esta configuração geológica fora possível prever, ao longo da faixa de implantação do Eixo Leste, a presença de rochas provenientes de um

complexo metamórfico granito-gnaissico-migmático, pertencentes ao maciço Pernambuco-Alagoas, como também rochas sedimentares cretáceas da Bacia Sedimentar do Jatobá.

Sob o ponto de vista de pedológico, a Figura 88 se desenvolve, no sentido SW-NE, sobre solos brunos não cálcicos, caracterizados pela alta atividade das argilas, e solos arenoquartzosos profundos que se configuram como grandes depósitos não consolidados.

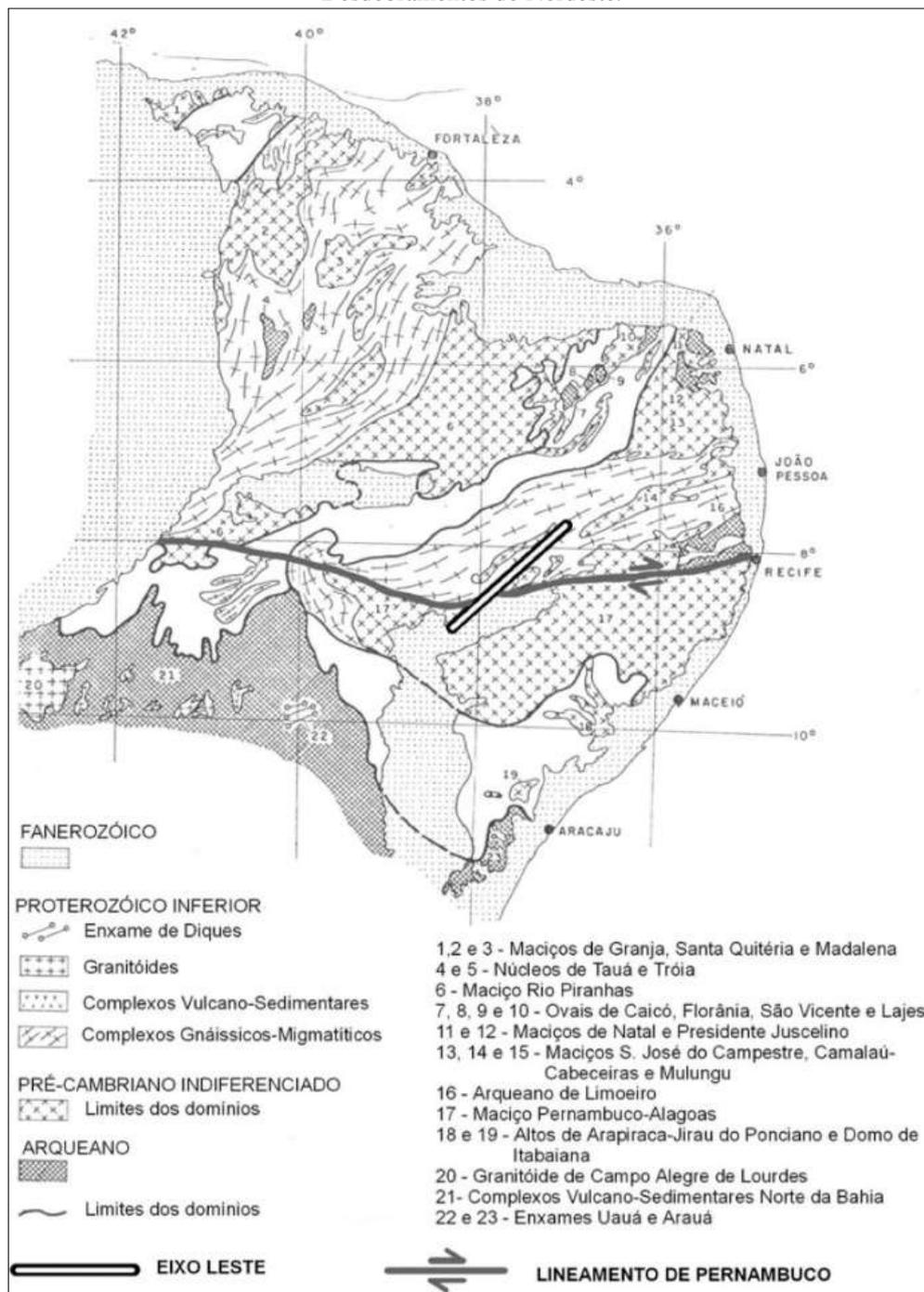
3.3.2 Geologia do Eixo Leste

Sobrepondo o traçado do Eixo Leste do projeto executivo (MI, Projeto da Transposição do Rio São Francisco - Eixo Leste - Trecho V - Lote C, 2009), em relação à principais classes de rocha no território do Estado de Pernambuco, é possível, nesta escala, determinar as proporções destas classes presentes ao longo do traçado do canal, conforme apresentado na Tabela 26.

Conforme os dados da Tabela 26 as rochas metamórficas são aquelas mais presentes a longo do Eixo Leste (73%), seguidas das rochas sedimentares (com 15%), localizada na região em amarelo (ver Figura 87), a qual delimita a Bacia do Jatobá.

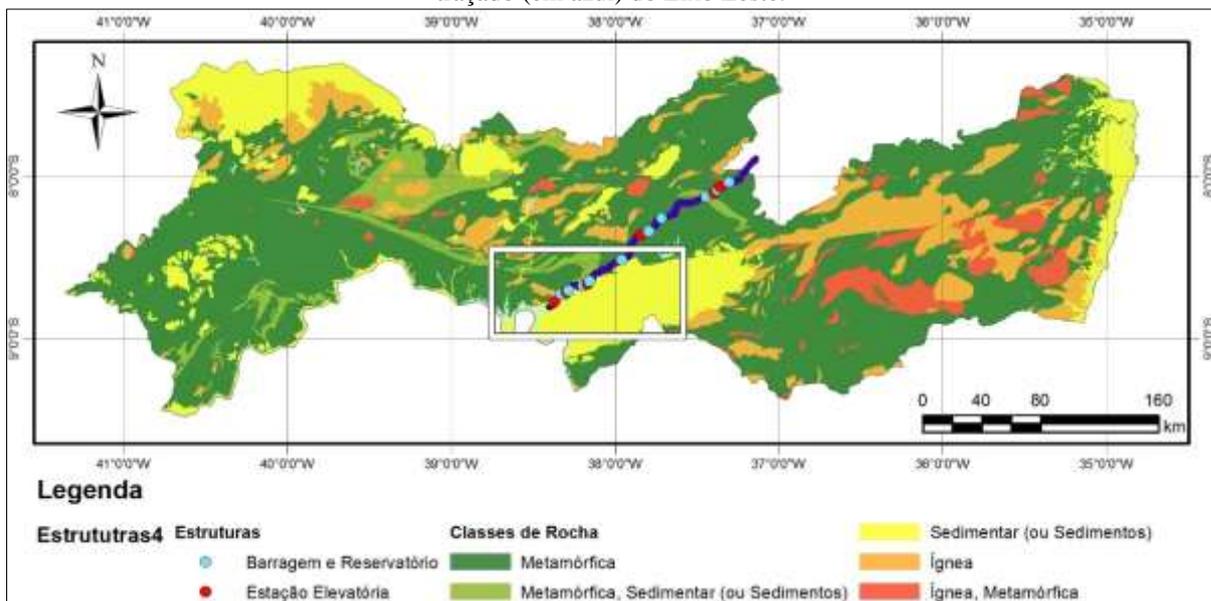
Em termos de diferenciação do projeto, as modificações, em termos conceituais, entre o projeto básico e o executivo foram mínimas, e no tocante ao traçado do canal as modificações foram praticamente nulas. Desta forma, os grandes grupos geológicos encontrados entre as duas fases de projeto são praticamente os mesmos, seja em termos de traçado como também na localização das grandes estruturas conexas, como estações elevatórias, barragens, diques, adutoras, vertedores, entre outros, mantendo-se assim as proporções entre as classes de rochas nas duas etapas de projeto.

Figura 86 - Distribuição do Arqueano, Proterozoico e pré-Cambriano não diferenciado na região dos Desdobramentos do Nordeste.



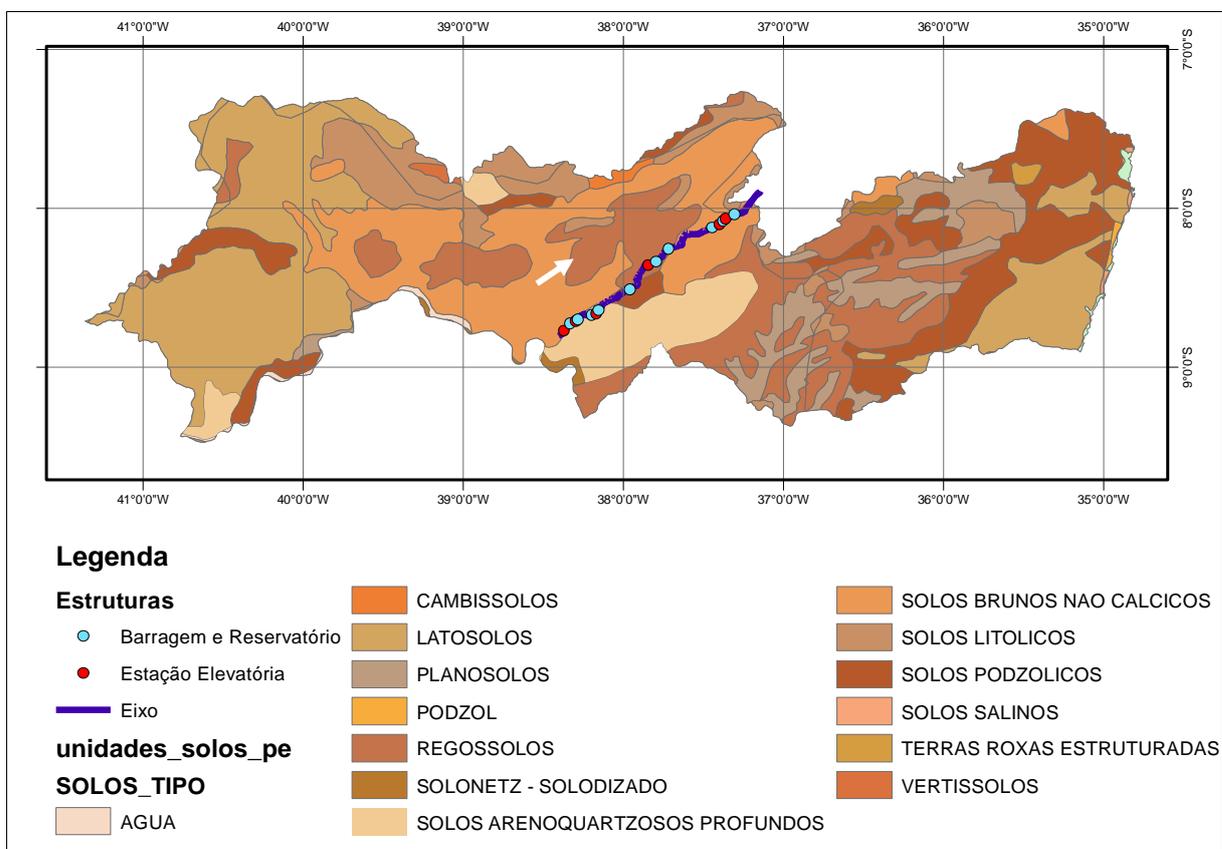
Fonte: MI (2001).

Figura 87 - Classe predominantes de rochas no território pernambucano, modificado de CPRM (2010), sobre o traçado (em azul) do Eixo Leste.



Fonte: Modificado MI (2009).

Figura 88 - Eixo Leste sobre Pedologia do Estado de Pernambuco.



Fonte: CPRM (2010).

Na Figura 87, destaca-se (através do retângulo branco) a região de intersecção entre o Eixo Leste e a parte limítrofe da bacia sedimentar da Bacia do Jatobá, sendo esta a maior concentração de rochas sedimentar interceptadas pelo Eixo Leste. Ampliando o referido Trecho, apresentado na Figura 89, volta-se a atenção sobre as unidades da classe sedimentar interceptadas pelo Eixo do canal. Em relação a este tipo de rocha, apresenta-se as proporções das unidades sedimentares deste trecho do canal, mostradas na Tabela 27. Esta informação é proveniente da utilização de dados do Serviço Geológico Nacional.

Conforme os dados da Tabela 27, é possível observar que os 15% de rochas sedimentares são constituídos basicamente por rochas detríticas, nem sempre consolidadas. A unidade K1ci, composta por rochas como Arenito, Calcário, Folhelho, Siltito e Carvão com maior presença (7%), seguidos em menor proporção (4,7%) a unidade NQc, Sedimentos areno-argiloso econglomeráticos não-consolidados. A exceção mostra-se também na unidade K1ci, com presença também de calcário.

De acordo com CRPM (2010), os domínios geológicos, quase todos são não consolidados, exceto o DSM, apresentando-se “Moderadamente fraturado, com coerência “Muito Branda” e predominantemente arenoso.

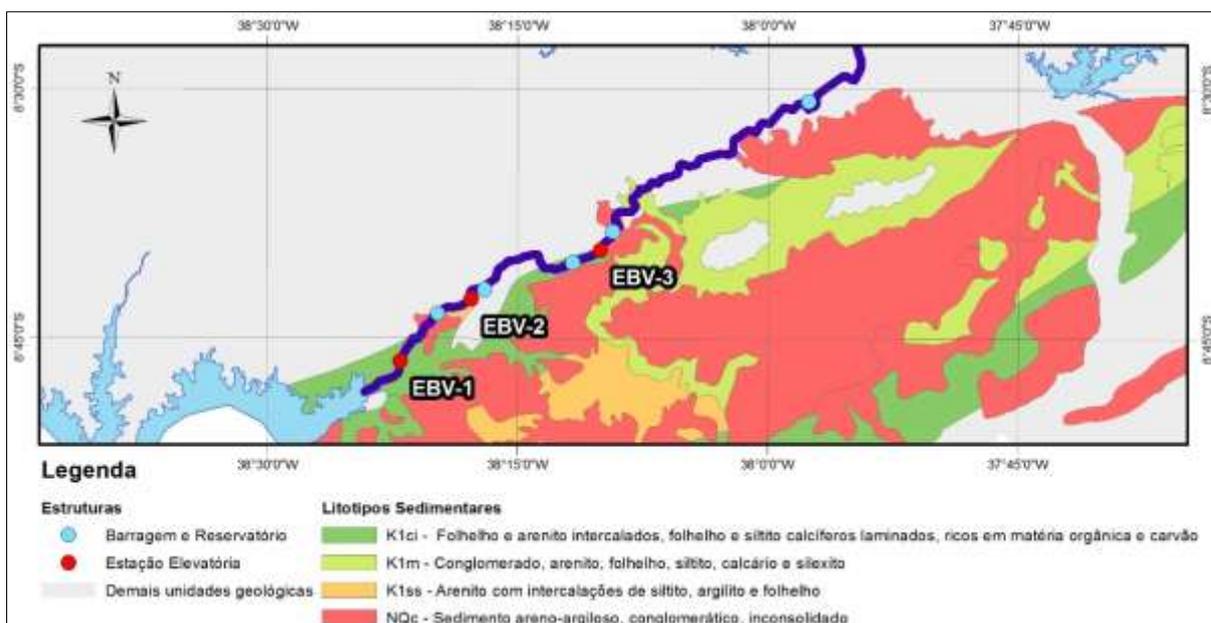
A caracterização geológica realizada durante o projeto básico do Eixo Leste, percorreu cada trecho de canal (segmentos divididos pelas estações elevatórias) como também cada sítio de construção das grandes obras conexas (EBV, Barragens etc). O resumo deste percurso está apresentado na Tabela 3-4.

Tabela 26 - Principais classes de rocha presentes no traçado do eixo leste.

Classe de Rocha	%
Metamórfica	73%
Ígnea	2%
Sedimentar (ou Sedimentos)	15%
Metamórfica, Sedimentar (ou Sedimentos)	10%

Fonte: MI (2009).

Figura 89 – Litotipos sedimentares interceptados pelo Eixo do Canal.



Fonte: CPRM (2010).

Tabela 27 - Litotipos sedimentares interceptados pelo Eixo Leste.

Sigla	Domínio	Código do Domínio	Lito Tipo 1	Lito tipo 2	Unigeo	% Comp. Traçado
NQc	Domínio dos sedimentos indiferenciados cenozoicos relacionados a retrabalhamento de outras rochas, geralmente associados a superfícies de aplainamento.	DCSR	Sedimento areno-argiloso, conglomerático, inconsolidado	Areia, Argila, Cascalho, Laterita	Relacionado a sedimentos retrabalhados de outras rochas – Coberturas arenoconglomeráticas e/ou siltico-argilosas associadas a superfícies de aplainamento.	4,7%
K1ss	Domínio das sequências sedimentares mesozoicas clastocarbonáticas, consolidadas em bacias de marges continentais (rift)	DSM	Arenito com intercalações de siltito, argilito e folhelho		Predomínio de sedimentos quartzoarenosos e conglomeráticos, com intercalações de sedimentos siltico-argilosos e/ou calcíferos.	1,3%
NQc	Domínio dos sedimentos indiferenciados cenozoicos relacionados a retrabalhamento de outras rochas, geralmente associados a superfícies de aplainamento.	DCSR	Sedimento areno-argiloso, conglomerático, inconsolidado	Areia, Argila, Cascalho, Laterita	Relacionado a sedimentos retrabalhados de outras rochas – Coberturas arenoconglomeráticas e/ou siltico-argilosas associadas a superfícies de aplainamento.	0,2%
K1m	Domínio das sequências sedimentares mesozoicas clastocarbonáticas, consolidadas em bacias de marges continentais (rift)	DSM	Conglomerado, arenito, folhelho, siltito, calcário e sillexito		Predomínio de sedimentos quartzoarenosos e conglomeráticos, com intercalações de sedimentos siltico-argilosos e/ou calcíferos.	2,1%
K1ci	Domínio das sequências sedimentares mesozoicas clastocarbonáticas, consolidadas em bacias de marges continentais (rift)	DSM	Folhelho e arenito intercalados, folhelho e siltito calcíferos laminados, ricos em matéria orgânica e carvão	Arenito, Calcário, Folhelho, Siltito, Carvão	Intercalação de sedimentos siltico-argilosos e camadas de carvão.	7,0%

Fonte: MI (2001).

No geral, em termos de rochas sedimentares, as mesmas unidades geológicas apresentadas, com base em dados do CPRM e aquelas retratadas no Relatório de Geologia do Projeto Básico do Eixo Leste (MI, Projeto Básico - Trecho V - Eixo Leste - R9 Geologia e Gecotecnia, 2001), baseadas em mapeamento disponível na época e visitas em campo não se diferem muito, mantendo aproximadamente as mesmas proporções.

Tabela 28 - Descrição Geológica conforme Projeto Básico do Eixo Leste.

Trecho	Descrição
km 0+000 (Reservatório de Itaparica) - EBV1	Presença , marcante de rochas sedimentares típicas da Bacia do Jatobá, até a profundidades de 15 m de sondagem são encontrados camadas intercaladas de conglomerados (conglomerados polimíctos) arenito conglomerático, arenito muito compactos e argilitico de diversas forma, inclusive muito duro avermelhado, como também itecalações de siltito/argilito.
EBV1 - EBV2	Forte presença de conglomerados em contato com rochas cristaslinas, argilitos
EBV2 - EBV3	Em geral rochas sedimentares em contato com rochas cristalinas, como coluvião argilo-arenoso, rochas granito gnaissico variando de muito fraturada a rocha sã, conglomerado e arenitos conglomeráticos.
EBV3 - EBV4	Rochas cristalinas, granitos, granitos migmatito e gnaisse, com maciços são a pouco alterados, como também extremamente fraturados.
EBV4 - EBV5	Predominancia de rochas cristalina como migmatito, muscovita/biotita gnaisse, maciços são a pouco alterados.
EBV5 - EBV6	Presença de biotita ginaisse e migmatico, coluvião argilo-arenoso, rochas alteradas mole, medianamente fraturada.
EBV6 - km 204+251	Idem

Fonte: Modificado de MI (2001).

3.3.3 Geologia das Estações de Bombeamento

As formações geológicas existentes na Bacia Sedimentar do Jatobá, são também as mais presentes nos sítios de implantação das estações de bombeamento principalmente entre a EBV-1 e a EBV-3, estando no que se chama de borda de bacia, como representado na Figura 90, na qual apresenta o embasamento cristalino existente no norte da bacia, que localizado à esquerda do Eixo do Leste e a predominância de formação sedimentar a direita do Eixo (sul da Bacia).

Entre as demais unidades geológicas identificadas, em relação às rochas sedimentares, destacaram-se os conglomerados polimíctos, (ver Figura 91). Tratando dos arenitos,

predominam aqueles com presença frequente de intercalações de folhelhos argilitos e siltitos com coloração marrom. Em termos estruturais, dentro do domínio sedimentar da bacia do Jatobá, as principais deformações devem-se a descontinuidades normais e fraturamento extencionais. (MI, Projeto Básico - Trecho V - Eixo Leste - R9 Geologia e Gecotecnia, 2001).

Figura 90 - Esquema da Borda Norte da Bacia do Jatobá. Destaque para a indicação da faixa de localização do eixo do PISF, no trecho de localização das estações de bombeamento.



Fonte: CPRM (2010).

A determinação dos aspectos geológicos do Eixo Leste, foi um esforço o qual não foi repetido durante o projeto executivo, devido a permanência do traçado do canal já concebido no projeto. A grande diferença entre estas etapas de projeto se traduz na complementação. Em determinados sítios, a investigação geotécnica, com ensaios de campo e ensaio de laboratório adicionais.

Figura 91 - Exemplares de Conglomerado polimítico existente no Eixo Leste (a), (b) , (c).



(a)

(b)



(c)

Fonte: MI (2001).

3.3.4 Geotecnia

Neste item serão apresentadas o resumo dos ensaios de campo durante a fase do Projeto Básico no eixo Leste da Transposição e os riscos geotécnicos constatados.

3.3.4.1 Investigação do Subsolo

Durante o projeto básico do Eixo Leste foi realizado um grande esforço para buscar a melhor descrição geológica-geotécnica possível para aquele momento, haja vista o histórico conhecido de problemas de cunho financeiro e contratual decorrentes de uma má investigação do subsolo, levando a incrementos significativos de custo referente à paralização de obras, por exemplo.

Neste sentido, o levantamento dos aspectos geológico e parâmetros geotécnicos foi proveniente de dados obtidos por ensaios de campo (ver Tabela 29) e de ensaios de laboratórios (Tabela 30) ao longo dos 230 km de extensão do canal, com atenção especial às obras conexas como as barragens como estações elevatórias, e trecho de escavações profundas de canais e túneis, como também regiões prevista a receber fundações mais robustas, como os aquedutos.

A distribuição dos ensaios não foi totalmente uniforme, concentrando-os onde as informações foram mais relevantes ao projeto. Embora não listado na da Tabela 29 e na Tabela 30, ainda foram realizados análises petrográficas das rochas através de fotomicrografia. Também são citados caracterização do argilomineral por meio de difração de raio x.

Ainda com base nos dados apresentados nas tabelas Tabela 35 e na Tabela 36, é possível notar a ausência de alguns ensaios específicos de parâmetros mecânicos, tais como módulo de

deformidade, tração e flexão. Também não foram realizados ensaios de durabilidade. Estes, preconizados pela bibliografia, com a finalidade de classificação geomecânica. A propósito, é possível observar no Projeto Básico, a classificação geomecânica, nos moldes do método RMR, apenas para os maciços rochosos no qual fora implantado o túnel do Eixo Norte. (MI, Projeto Básico - Trecho V - Eixo Leste - R9 Geologia e Gecotecnia, 2001).

Outro aspecto deve ser ressaltado é o fato que todos os ensaios foram realizados com a finalidade de obter somente as características geotécnicas de solos, conforme já ressaltados em Oliveira e Brito (2002), e ilustrado na Figura 12, na qual as dimensões das amostras poderiam representar a heterogeneidade do maciço, anisotropia, os planos de acamamento ou mesmo compressão uniaxial, representando, desta forma situações típicas dos conglomerados e folhelhos, por exemplo.

Esta preocupação torna-se mais evidente nos ensaios de cisalhamento direto para o qual uma amostra comum pode somente ensaiar a porção de solo que envolve os detritos de um conglomerado e não uma porção representativa de todo o conglomerado, obtendo assim a resistência de todo o conjunto de detritos e cimentação, e não somente a matriz que compõe o conglomerado.

Tabela 29 - Ensaio de campo realizados durante o Projeto Básico.

Tipo de Ensaio	Quantidade	Total (m)	Quant. / 230 km
Sondagem Rotativa	179	2511,79	0,78
sondagem a Percussão	115	196,33	0,5
Sondagem a Trado	2330	2892,64	10,13
Poços de Inspeção	56	90,78	0,24
Sondagem		16630	72,3
GPR		17580	76,43

Fonte: Modificado de MI (2001).

Tabela 30 - Ensaio de laboratório realizados durante o Projeto Básico.

Ensaio de Laboratório	Quantidade	Quant./230 km
Umidade Natural (solo)	172	0,75
Caracterização (solo)	73	0,32
Compactação (solo)	59	0,26
Permeabilidade (solo)	25	0,11
Triaxiais (solos com CP's moldados)	15	0,07
Densidade dos Grãos (solo)	8	0,03
Granulometria (areia)	26	0,11
Permabilidade (areia)	10	0,04
Índice de Vazios - max. e min. (areia)	10	0,04
Pressão de Expansão (fundações)	5	0,02
Traixais (fundações)	10	0,04

Fonte: Modificado de MI (2001).

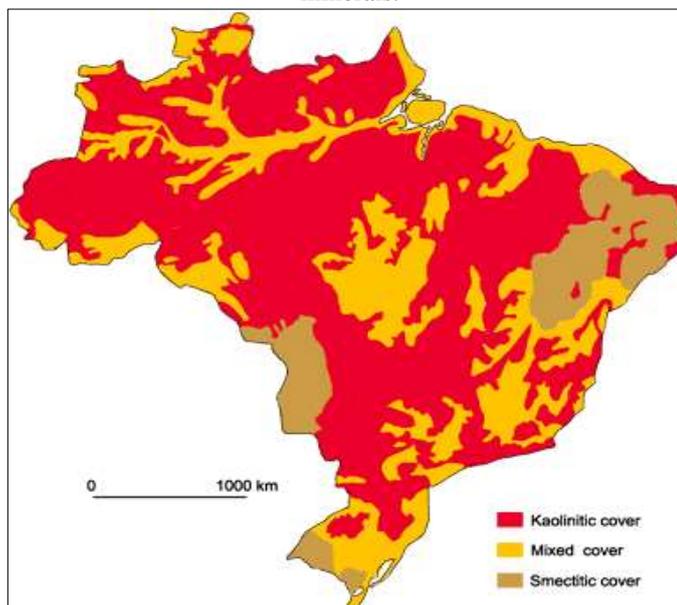
3.3.4.2 Riscos Geotécnicos

Com um olhar regional, Melphi, Montes, et al. (2004), (Figura 92), usando bases da FAO/UNESCO de 1971, como também utilizando de parâmetros pedológico estritamente ligados ao fenômeno de expansão, ou seja, saturação por bases e troca catiónica, conseguiram, através de ferramentas de geoprocessamento delinear a distribuição dos argilominerais predominantes no território brasileiro.

Através da Figura 92 é possível observar que existem três porções na qual a esmectita é prodominante. Em destaque, chama-se a atenção àquela porção situada no nordeste brasileiro, praticamente em toda a faixa do bioma caatinga. Como mostrado no Item 0 - Mecanismos de Expansão, solos com a presença destes argilominerais são propícios à desencadear grande variação de volume.

Já com um olhar voltado ao eixo leste da Transposição, a região agreste e sertão de Pernambuco, já foi alvo de pesquisas com a finalidade de identificar as localidades com maior suscetibilidade de solos expansivos e colapsivos. Com base em um macro estudo que toma como referência dados provenientes de aspectos climáticos, pedológicos e geológicos destas regiões, FERREIRA et al (2008) mapeou estas manchas de solos, definindo assim a respectiva suscetibilidade a estes comportamentos. Conforme apresentado na Figura 94, é possível identificar que a noroeste da Bacia do Jatobá localiza-se, conforme o estudo citado, uma localidade com alta suscetibilidade de solos expansivos, e dentro dos limites desta Bacia a maior concentração de solos colapsíveis do estado de Pernambuco.

Figura 92 – Distribuição de diferentes coberturas pedológicas no território de brasileiros, com ênfase nos argilos minerais.



Fonte: Melfhi, Montes, *et al.* (2004).

Conforme CPRM (2010), em termos de riscos geotécnicos, o trecho do Eixo Leste limitado na Figura 89, que está localizado na faixa limítrofe entre a Bacia do Jatobá e o embasamento cristalino granito-gnáissico-migmatítico, também está inserido em uma região de solos expansivos e colapsíveis, como mostrado na Figura 95.

Desta forma, é visível, desde já, que este trecho do Eixo Leste da Transposição, situa-se em uma região com alta heterogeneidade, em termos de geologia e diferentes qualidades de solos no que se trata de riscos que podem trazer as obras implantadas, caso não se tomem os devidos cuidados. Esta situação já havia sido percebida desde o projeto básico.

De acordo com MI (2001), as obras de trechos do canal km 0 a EBV-3, assim como nas obras das estações de elevatórias EBV-1 e EBV-3, existe um predomínio de rochas da formação da Bacia do Jatobá, em resumo, formado por arenitos, conglomerados polimítico (consolidados e não-consolidados), com coerência friável, acompanhado com intercalações de argilito/siltito duro e bem coerente.

Ainda conforme o MI (2001), durante o projeto básico, a investigação geotécnica constatou a presença de argilito/siltito na região da fundação da EBV-3, este com características expansivas. Através de ensaio de difração de raio X, foi verificado a presença do argilomineral montmorilonitas e por meio de ensaios das amostras de argilito foi possível verificar pressões

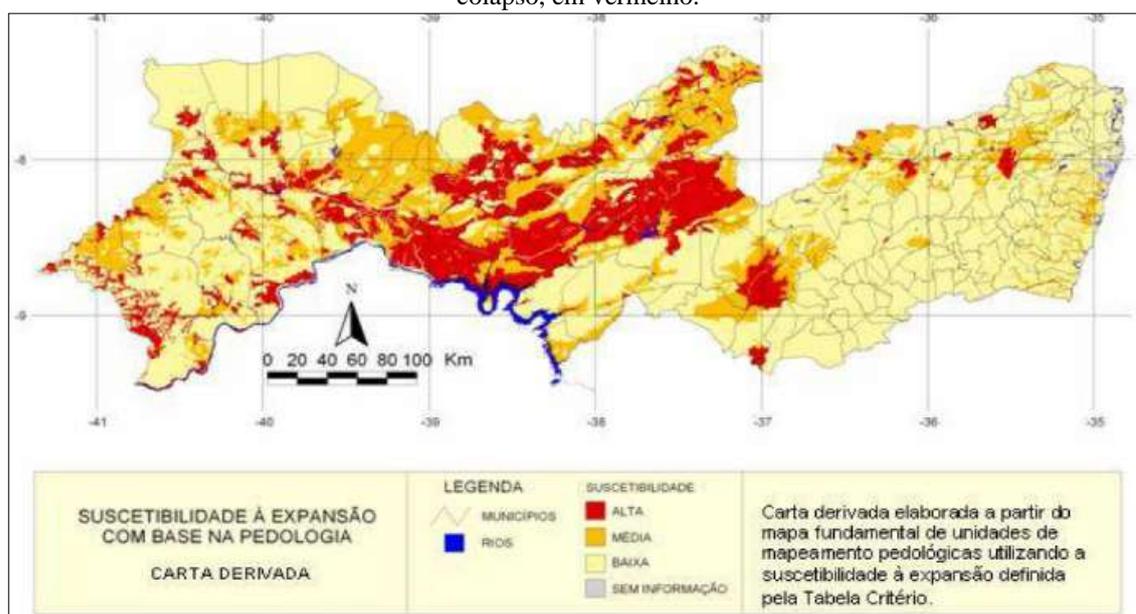
de expansão variando entre 287 kPa a 1710 kPa. Novos ensaios foram realizados com valores de pressões de expansão mais baixo da ordem 133 kPa.

Este fato requereu atenção, durante o projeto executivo, já em 2009, levando a execução de mais sondagens e ensaios neste sítio de construção dados, a magnitude das escavações (trecho de canal, forebay de montante e poço de bombas) e do porte dos equipamentos, conforme apresentado na Figura 96. Como é sabido esta região está inserida em solos características de expansão e colapso, desta forma, fora possível perceber que a escavação da EBV-3, requereria maiores cuidados em termos de investigação, a fim de conhecer de fato a magnitude dos efeitos que a expansão pode trazer à construção e operação desta estação elevatória.

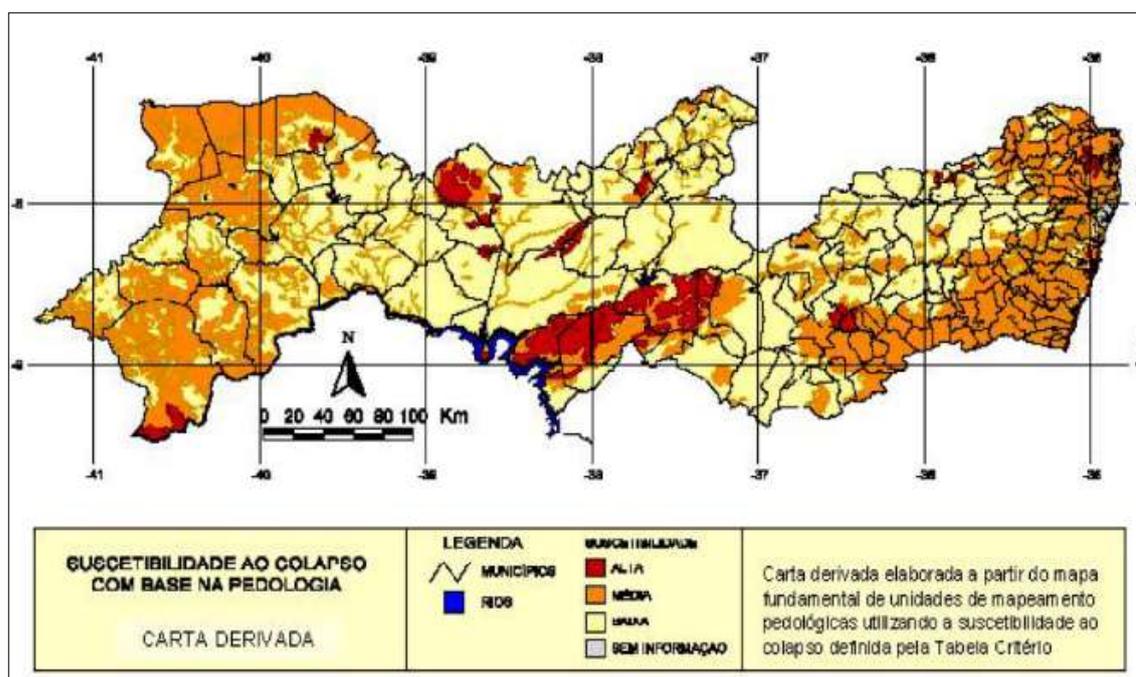
3.4 INVESTIGAÇÃO DA EBV-3

Diante deste contexto, a escavação da EBV-3 tomou dos projetistas uma atenção da especial, levando a realização de sondagens mais detalhadas, assim como ensaios de campo mais específicos, com a finalidade de se assegurar o real valor de potencial de expansão, assim Figura 93 - Solos expansivos e colapsíveis ao longo do Eixo Leste, tal como a profundidade situada da camada ou tipo de material expansivo.

Figura 94 - (a) Solos com alta suscetibilidade à expansão, em vermelho. (b) Solos com alta suscetibilidade a colapso, em vermelho.

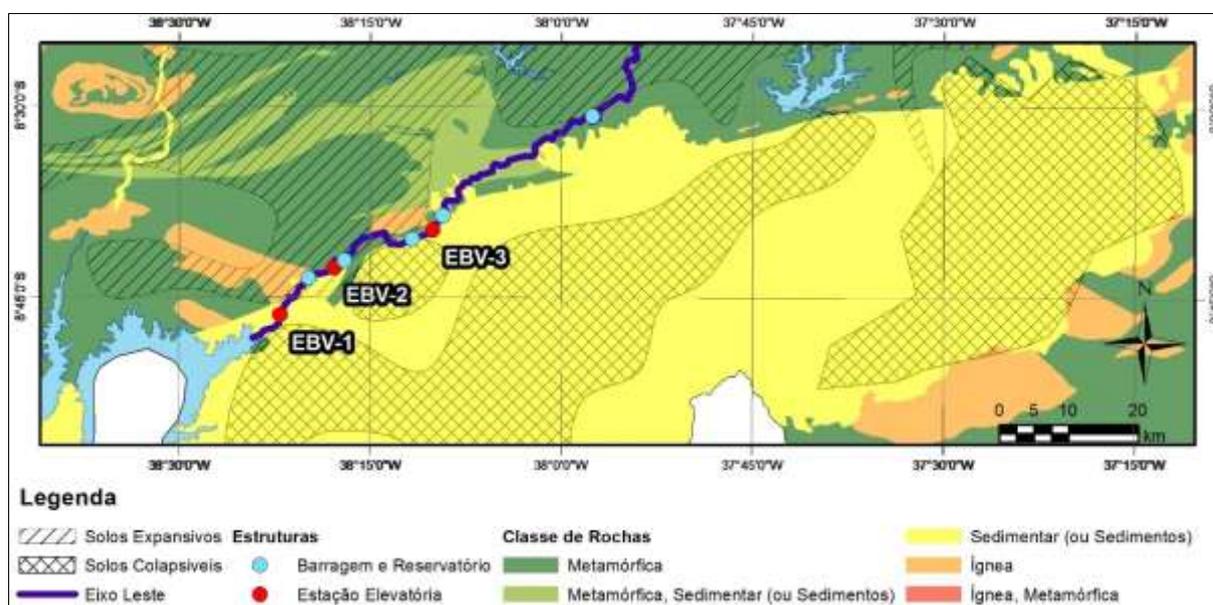


(a)



Fonte: Ferreira et al (2008).

Figura 95 - Solos expansivos e colapsíveis ao longo do Eixo Leste.



Fonte: CPRM (2010).

Como restrição, o projeto geométrico de escavação não seria modificado, do contrário haveria uma cadeia de grandes mudanças nas cotas do canal. A mesma situação está associada à geometria dos taludes de escavação, que neste caso levaria ao aumento de custo no projeto.

Portanto, é restrito qualquer modificação de posicionamento plani-altimétrico do canal e estação de bombeamento, permanecendo o projeto como apresentado na Figura 96.

Estando, portanto, fixadas elevações da escavação do poço de bombas (391,02 m), o talude do canal, forebay de montante e taludes de escavação 1,5h:1V.

Conforme, apresentado na Figura 22, foram realizadas do Projeto Básico 5 sondagens rotativas com profundidades variando entre 37 a 15 m. No projeto executivo foram realizadas 4 sondagens mistas com profundidade variando entre 27 a 25 m, além de mais 20 furos de reconhecimento variando 09 a 06 m, contudo tomadas na cota. 391,02, ou seja, a profundidade atingida, elev. 389,02 a 385,02 m.

O projeto executivo validou as informações do projeto básico, agregando-as do dimensionamento da fundação da EBV-3 e nas análises de estabilidade das escavações, assim como, adicionando mais furos sondagem de reconhecimento (através de rockdrill), concluindo os ensaios de campo para o projeto de escavação. Em todas as sondagens tornou-se característico para aquele sítio o conglomerado intercalado por uma camada de argilito, como pode ser visto nas sondagens, que constam no Anexo A. O perfil geotécnico de referência do projeto executivo é apresentado na Figura 96. Como observado existiram diferenças significativas de interpretações de campo entre as sondagens do Projeto Básico e aquelas executadas durante o Projeto Executivo, pois as sondagens do projeto executivo definem bem a camada própria do argilito no mesmo sítio.

O resumo das informações das sondagens consideradas no projeto final, levando em conta o projeto básico e executivo estão apresentados na Tabela 30. Os perfis de sondagens são apresentados na íntegra no Anexo 0, 0 e 0.

Como mostrado na Tabela 31, a rocha predominante é o conglomerado com presenças de fragmentos ou blocos de arenito de argilitos, com matriz silto-argilosa. Em segundo plano está o argilito. Em relação às feições destes dois grupos de rochas, as sondagens do projeto básico apresentam grande amplitude na classificação referente à alteração (variando de A1-A4), como também em relação à coerência (variando de C2-C4). Considerando a classificação do fraturamento da rocha sempre foram enquadradas como F5 (extremamente fraturado)

No momento do projeto executivo, o conglomerado foi descrito como muito fragmentado sem maior detalhamento, por outro lado, dando enfoque à classificação de maciços rochosos, à camada de argilito está observada com menor alteração (variando de A3-A2), mais coerente (C2-C3) e menos fraturada (F2).

As sondagens tipo SD, foram apenas de reconhecimento e de rápida execução haja vista que foram executadas quando a escavação da estação de bombeamento estava em execução, com a finalidade de verificar a profundidade de outros tipos de rochas, encontrando assim a nova camada de argilito.

Em relação do RQD, as sondagens apresentam valores mínimos de 10% a 5% e valores máximos de 100% (sem descontinuidades), quando comparados com a classificação de fraturamento, levam a crer que houve um desvio de interpretação. Pois trechos classificados, em relação ao fraturamento, como F5, o que seria extremamente fraturado, ainda assim com RQD chegando a 100%.

As sondagens do projeto básico, identificaram lençol freático entre 6,2 a 14,3 m de profundidade, contraditoriamente com as sondagens do projeto executivo, que não identificaram, podendo estar relacionado com o período do ano que as últimas sondagens foram realizadas.

A Figura 97, apresenta um resumo dos perfis de sondagem mista do projeto executivo, pois comparativamente com as sondagens do projeto básico, há uma melhor diferenciação das camadas de conglomerado e argilito. Dando uma atenção especial ao poço de bombas, região onde se encontra a maior profundidade de escavação e onde também está localizada a casa de bombas, que conforme Figura 98 mostra o testemunho de sondagem evidenciando diferentes horizontes com significativa diferença de coerência do conglomerado.

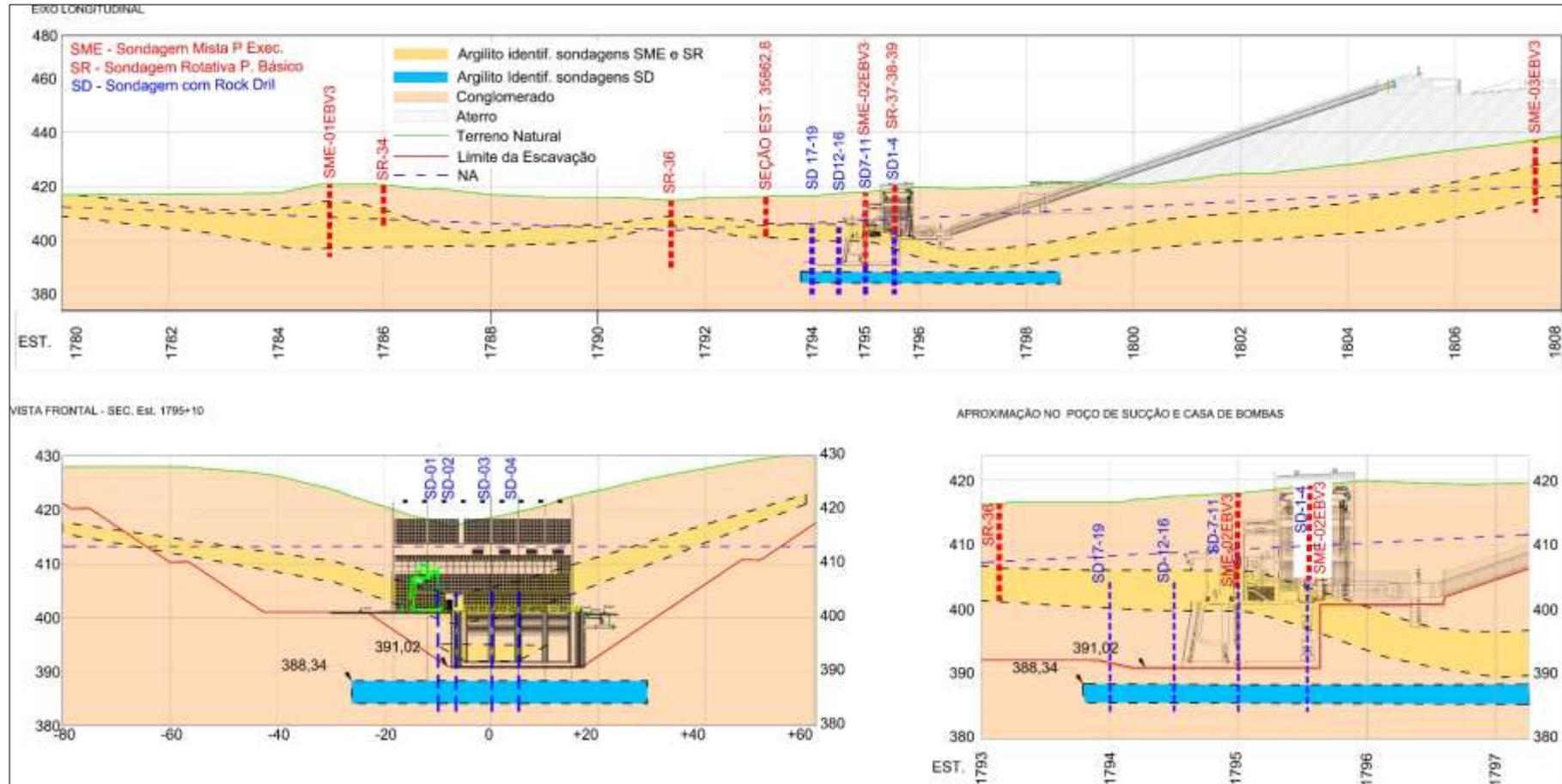
Dada a escavação da obra foi possível, efetivamente, observar a camada de argilito entre o solo conglomerático, como mostrado na Figura 99, apresentam as feições do conglomerado e o argilito encontrados na escavação da EBV-3.

A sequência desde a

Figura 100 até a Figura 109, apresentam as feições do maciços pós-escavação, no qual é observável o horizonte conglomerático com ausência de clastos de grandes proporções, como também a predominância de materiais terrosos (pouco pedregulhoso). Entre horizontes de solo conglomerático, situa-se a camada escura de argilito, na parte mediana, da escavação.

A escavação não apresentou sinal de desmoronamento e/ou deslizamento, apesar de conter solo de horizontes com materiais não consolidados de conglomerados. Estas escavações foram executadas ao longo de período seco e chuvoso.

Figura 96 – Locações das Sondagens da EBV-3.



Fonte: Modificado de TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Tabela 31 - Resumo das Sondagens realizadas a EBV-3.

Etapa do Projeto	Sondagem	Tipo	Prof. (m)	Prof. NA (m)	Material Sondado (Predominante)	Alteração	Coerência	Fratur.	RQD Min.(%)	RQD Max. (%)	
Projeto Básico	SR-34	Rotativa	15	9,90	Conglomerado com fragmentos	A4-A1	C2-C4	-	28	60	
	SR-35	Rotativa	25	-	Conglomerado granítico	A4-A2	C2-C4	F5	20	100	
	SR-36	Rotativa	35	10,50	Conglomerado com blocos granítico	A4-A2	C4	F5	10	100	
	SR-37	Rotativa	27	12,15	Conglomerado com fragmentos	A3-A2	C2-C3	F5	5	100	
	SR-38	Rotativa	38	6,20	Conglomerado com blocos granítico	A4	C4	F5	30	100	
	SR-39	Rotativa	38	14,30	Conglomerado com blocos granítico	A4-A2	C2-C4	-	0	100	
Projeto Executivo	SME-01	Mista	12	-	Conglomerado com blocos rochosos	-	-	-	50	60	
			27	-	Argilito com arenito	A3-A2	C2-C3	F2-F3	45	100	
	SME-02	Mista	12	-	Conglomerado com blocos rochosos	-	-	-	40	60	
			18	-	Argilito com arenito	A2	C2	F2	30	60	
	SME-03	Mista	27	-	Conglomerado com blocos rochosos	-	-	-	30	40	
			2	-	Argilito com arenito	A2-A3	C2-C3	F2	-	-	
			9,5	-	Conglomerado com blocos rochosos	-	-	-	0	100	
			22	-	Argilito com arenito	A2-A3	C2-C3	F2	70	100	
	Projeto Executivo	SD-FURO	Rock Drill	27	-	Conglomerado com blocos rochosos	-	-	-	40	70
				13	-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-
				13	-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-
				13	-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-
9,5				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
8,5				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
8				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
7				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
7,5				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
7				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
6				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
7				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
8				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
6,5				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
5,5				-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-	
6	-	Conglomerado e Argilito	-	-	-	-	-				

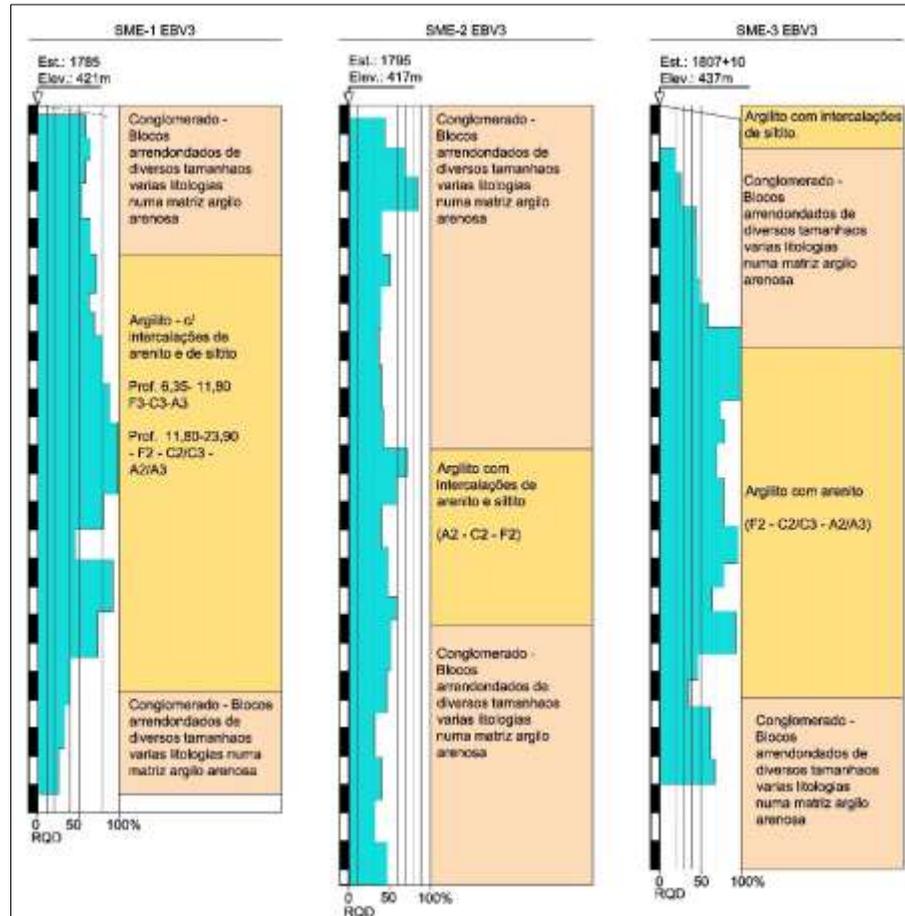
Obs.: A cota de início das sondagens SD, foi 405 m, estando portando aproximadamente 15 m abaixo do nível do terreno natural

Fonte: Modificado de MI (2001) e TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Ainda sobre a situação ilustrada desde a

Figura 100 até Figura 109, duas camadas de argilito se destacaram dentre o maciço do conglomerado. A primeira situada aproximadamente a metade da altura do talude escavado, em ambos os lados, da escavação ao longo do comprimento, iniciando desde o canal de aproximação até o poço de bombas. Esta camada foi detectada durante as sondagens, nas duas etapas do projeto. A segunda camada apresenta-se aflorando próximo a cota 405,00 m, onde seria a projeção da fundação da casa de bombas. Nas duas situações as camadas de argilito apresentaram-se bem coerente e pouco fraturado, como já citado, requerendo a atenção dos projetistas, levando a execução de sondagens com perfuratrizes (rockdrill) para o reconhecimento, detectando assim a profundidade desta camada.

Figura 97 - Resumo das sondagens SME 1, SME 2, e SME-3 da EBV-3.



Fonte: Simplificado de (Techne-Projetec-BRLi, 2010)

Figura 98 - Testemunho da sondagem SME-02 EBV-3.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

O conglomerado mostrou-se bem alterado, com predominância da matriz no suporte do maciço. Apesar da alteração, o material se manteve bem coerente, suportando bem taludes provisórios com altura de 6 m de inclinação de 0,5H:1V, como também mostrando-se firme após a passada das garras da concha de uma escavadeira (Caterpillar 336D). Contudo, intercalações de camadas sem qualquer coerência são observáveis ao longo de toda superfície exposta da escavação.

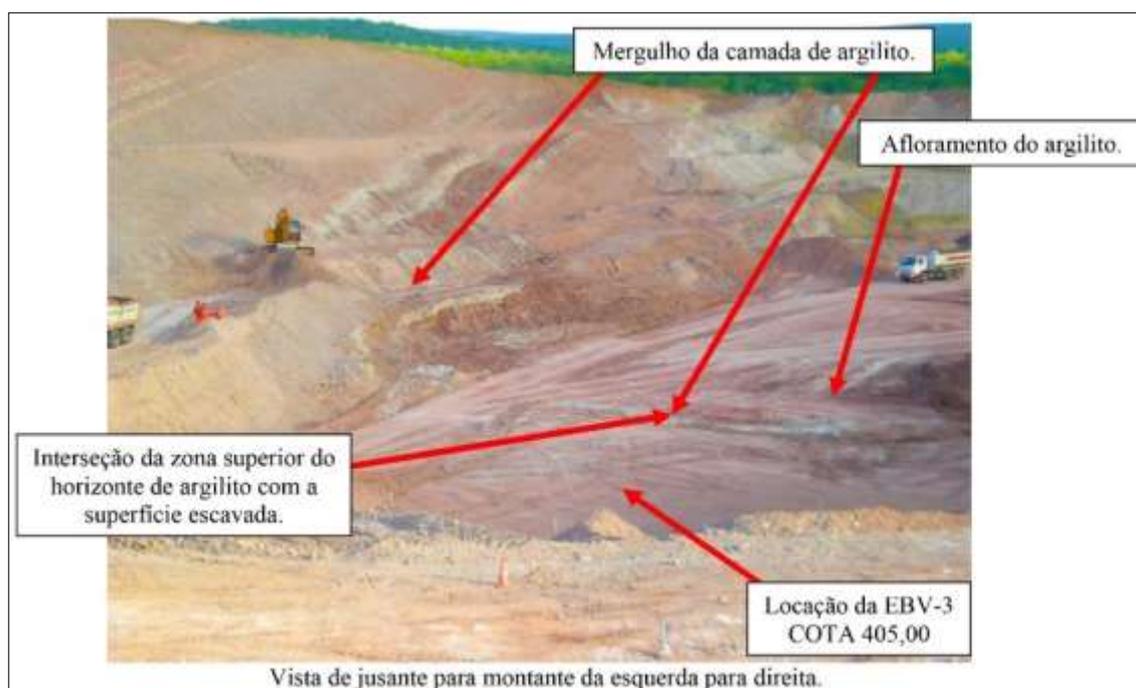
Em termos de resistência à escavação ambos os materiais (conglomerados e argilito) se apresentam escarificáveis, passíveis de desmonte sem explosivo, podendo ser homogeneizada com o uso de motoniveladora e trator de grade de disco para a construção de aterros.

Uma vez obtidas as informações das sondagens, observa-se uma discrepância entre as camadas de argilito, encontrando, mais uma camada de argilito situada na elevação 388,34 m. A escavação do poço de bombas atinge a elev. 391,02 m e a nova camada de argilito situa-se a 2,68 m abaixo da fundação da estação de bombeamento. Este fato, mostra que as intercalações de camadas de argilito, previstas no Relatório Geológico-Geotécnico do Projeto Básico, devem ser vistas com atenção, pois se apresentaram conforme se avançou-se na profundidade como largura da escavação, conforme visto na Figura 109.

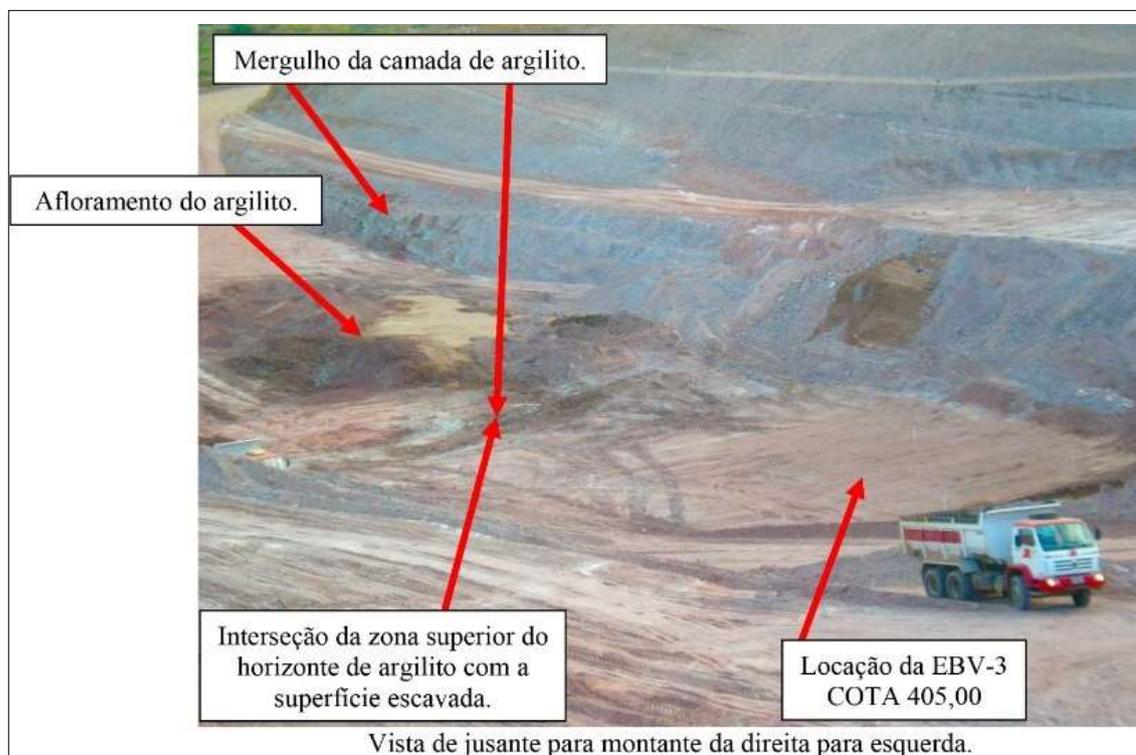
Figura 99- Fotos da escavação da EBV-3, quando atingida a cota 405 m. (de (a) a (d)).



(b)



(c)



(d)

Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Figura 100 - Vista Aérea da Escavação da EBV-3.



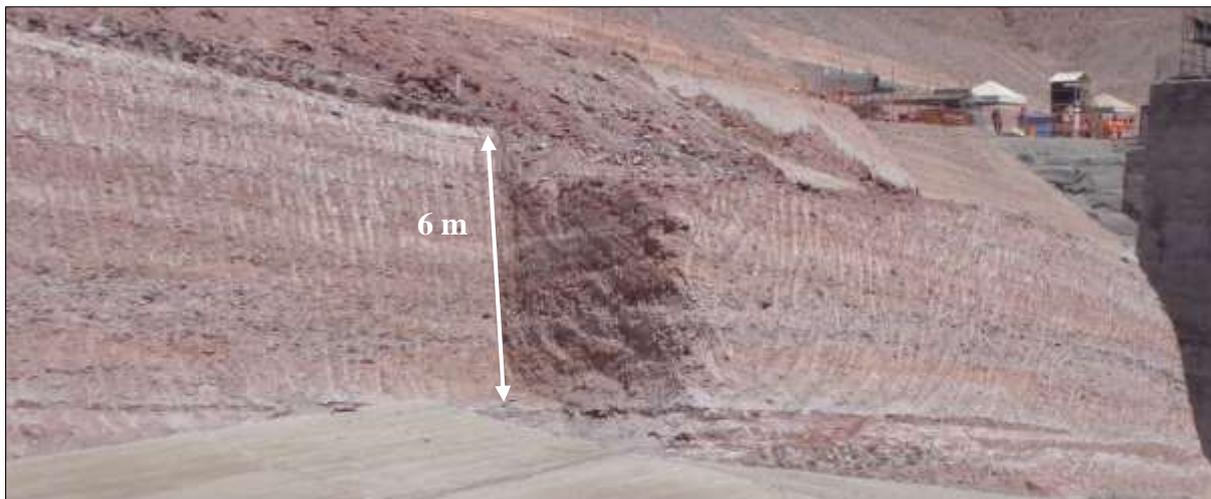
Fonte: S.A. PAULISTA (2014)

Figura 101 - Vista Aérea do ponto do poço de bomba da EBV-3, em destaque a camada de argilito.



Fonte: S.A. PAULISTA, 2014.

Figura 102 - Feições do Conglomerado, lado Esquerdo da EBV-3.



Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

Figura 103 - Visão Panorâmica do Sítio do Poço de bombas - EBV-3, ao fundo apresenta-se a intercalação do conglomerado com a camada de argilito (camada mais escura).



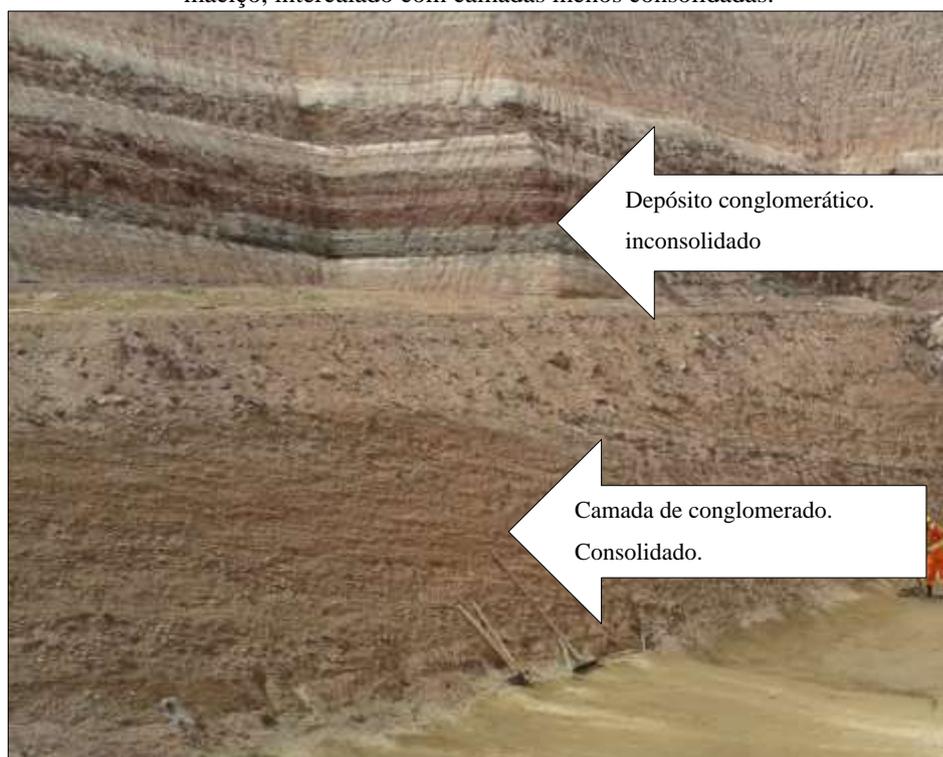
Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

Figura 104 - Detalhe da Lateral do Sítio de locação do Poço de Bombas - EBV-3.



Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

Figura 105 - Detalhe da Lateral do Sítio de locação do Poço de Bombas - EBV-3 – Observar a solidez do maciço, intercalado com camadas menos consolidadas.



Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

Figura 106 - Registro de afloramento do lençol freático após a escavação do canal de entrada e forebay de montante.



Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

Figura 107 - Registro de afloramento do lençol freático após a escavação do canal de entrada e forebay de montante –Aproximação.



Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

Figura 108 – Afloramento de água entre as placas de concreto no forebay de montante.



Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

Figura 109 - Vista Lateral da EBV-3 (sentido montante a direita e jusante a esquerda), parcialmente contruída, mostrando o mergulho da camada de argilito entre do solo conglomerático.



Fonte: S.A. PAULISTA (2014).

3.5 SÍNTESE

Dada a heterogeneidade de todos o maciço exposto devido a escavação para construção da EBV-3, considerando os riscos geotécnicos já mencionados, contudo associados à uma escala muito mais ampla, requer, portanto, uma análise abrangente sobre os parâmetros geotécnicos que possibilitem a previsão do comportamento dos taludes escavados diante das solicitações cisalhantes.

Considerando o fato de se estar tratando de fundações de máquinas, exige-se um conhecimento pleno da compressibilidade e previsão de recalque no sítio da localização da casa de bombas. Da mesma forma, haja visto, o risco de solos colapsíveis e expansíveis, torna-se necessário a caracterização dos dois solos predominantes, o conglomerado e do argilito, e suas proximidade em função destes fenômenos.

Desta forma, com finalidade complementação das informações provenientes dos ensaios de campo, foi realizado uma campanha de ensaio de laboratório para atender às necessidades do projeto. Esta preocupação observa-se deste o projeto básico, seja para descrever o comportamento dos materiais expostos, como também para determinar as características quando modificada a estrutura existente, neste caso, para o uso do material escavado como aterro compactado, como será apresentado e discutido, como também verificada a repercussão no projeto, no decorrer do desenvolvimento que se segue.

4 RESULTADOS E AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Neste capítulo são abordados os ensaios de determinação dos parâmetros geotécnicos realizados durante o projeto básico e executivo do PISF. Concomitantemente, os respectivos resultados serão avaliados afim de se conhecer os reflexos destes parâmetros no projeto. Também serão apresentados dados complementares, obtidos através de correlações, afim de complementar as lacunas na investigação de campo.

Como poderá ser observado, são incluídos diversos resultados de ensaios realizados no sítio de implantação da EBV-1, pois, compartilhando do mesmo litotipo geológico, estes dados adicionais servirão para uma breve análise comparativa, quando assim for adequado.

4.1 CARACTERIZAÇÃO

A seguir, são aplicados os métodos de classificação e caracterização de maciços rochosos apresentados na fundamentação teórica.

4.1.1 Ensaios de Caracterização do Conglomerado e Argilito

A realização dos ensaios de laboratório referentes a EBV-3 não seguiu uma padronização, ou mesmo uma mesma linha de investigação, quando comparados os ensaios realizados no projeto básico e com aqueles realizados durante o projeto executivo, ou seja, houve um diferente enfoque de estudo, variando significativamente o tipo e a quantidade de ensaios nas diferentes etapas de projeto. E no que concerne à EBV-3, os ensaios de caracterização se voltaram, basicamente a determinação dos limites de Atterberg. Ver Tabela 32.

Diante desta lacuna, dada a semelhança geológica entre o sítio da EBV-3 e EBV-1, para fins de estudo, é conveniente apresentar conjuntamente, visando ampliar o número de amostras. Esta postura de agregar a este estudo os dados de provenientes da EBV-1 será mantida também para os demais ensaios de laboratório, a se seguir.

Durante o projeto executivo, foi dada atenção ao sítio da EBV-3, contudo material ensaiado apresentou mais de perfil arenosos sem plasticidade (SM), exceto por um silte para a amostra PI-04.

Considerando também o sitio da EBV-1, também com traços de expansividade, totalizaram, para as duas etapas de projeto, 9 ensaios de caracterização, contudo, durante o projeto executivo as informações foram muito mais abrangentes.

Durante o projeto executivo, como pode ser observado na Tabela 32, a campanha de caracterização foi mais completa, composta de ensaios de compactação, consistência, granulometria, e massa específica do solo como também da matriz terrosa do conglomerado. Uma das razões deste maior volume, para ensaio, deve-se ao fato da necessidade de caracterizar material para uso em aterros compactados, estes com volumes consideráveis na obra. Contudo, a caracterização se restringiu ao maciço conglomerático, não trazendo informações sobre os solos provenientes da camada de argilito.

A Tabela 34 apresenta alguns parâmetros analisados no tocante à caracterização dos materiais predominantemente encontrados nas sondagens realizadas, inicialmente, como maciços rochosos. Classificação dos materiais conforme os parâmetros identificados nas sondagens entendidos como os mais prejudiciais ao maciço no tocante à sustentação dos taludes escavados, nestes pontos seriam os pontos de fraqueza mais prováveis.

Tabela 32 - Ensaios de Caracterização do Projeto Básico e Executivo.

Etapa	Identif.	Localiz.	Compactação		Consistência			Granulometria							IP / %Arg.	Classif. do solo	h (%)	Massa Específica dos grãos (g/cm ³)	Dens. Natural (g/cm ³)
			W _{ót} (%)	Ed _{máx} (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	.	% Passa # 200	% Passa # 10						
P. Básico	4862	EBV-1	-	-	21,1	12,1	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4899	EBV-1	-	-	48,6	22,5	26,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4899	EBV-1	-	-	54,2	26,1	28,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P. Exec.	PI - 01	EBV-1	-	-	-	-	-	37	39	24	0	78,69	100	-	Argilito	-	2,71	-	
	PI - 02	EBV-1	13	1,86	46,2	22,45	23,8	22	26	52	0	50,5	100	1,08	CL	7,99	2,67	2,18	
	PI - 01	EBV-3	12,40	1,94	NL	NP	-	6,00	17,50	62,15	14,35	26,88	85,65	-	SM	1,42	2,63	1,40	
	PI - 02	EBV-3	9,51	1,92	NL	NP	-	6,30	24,50	57,20	12,00	30,90	88,00	-	SM	1,63	2,66	1,40	
	PI - 03	EBV-3	10,40	1,98	NL	NP	-	7,50	17,50	61,16	13,84	26,08	86,16	-	SM	1,42	2,62	1,40	
	PI - 04	EBV-3 - Est. 1805	18,75	1,58	42,75	27,62	15,13	19,00	26,00	48,86	6,14	52,12	93,86	0,80	ML	-	2,67	1,20	

Fonte: Modificado de MI (2001) e TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Em relação ao conglomerado, foram realizados ensaios de permeabilidade sob amostras compactadas, de amostras extraídas da EBV-1 e EBV-3, como relacionadas na Tabela 33.

Tabela 33 – Coeficientes de Permeabilidade de amostras compactadas da matriz do conglomerado.

Barragem	Umidade ótima (%)	Densidade máxima seca (g/cm ³)	Permeabilidade (cm/s)
EBV-1 (Conglomerado)	12,5	1,9	2,695 x 10 ⁻⁶
EBV-3 (Conglomerado)	10	2,04	5,390 x 10 ⁻⁶

Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Com os dados das sondagens, somente foi possível classificar em termos de Grau de Alteração, Coerência e Faturamento. Ainda que a classificação de maciço rochoso possa ser reconhecida como uma análise qualitativa, os demais parâmetros, como descontinuidades (abertura, feições e preenchimento), auxiliariam a uma estimativa de informações como ângulo de atrito e coerência, obtidas pelo sistema RMR e/ou Sistema Q.

As informações ditas faltantes, como compressão uniaxial e descrição das descontinuidades poderiam ser obtidas através de uma rápida execução ainda in loco ou mesmo por meio da observação de testemunhos, respectivamente. Entretanto, o maciço se apresentou de tal modo de gradação que inviabiliza esta descrição, apresentando-se predominantemente como solo do que como rocha.

Conforme Tabela 34, o conglomerado apresenta-se mais alterado e menor coerência que o argilito, o que leva a entender que este material pode requerer maior atenção em termos de estabilidade como erodibilidade, quando exposto após sua escavação.

Outro ponto que deve ser destacado (Tabela 34) é o fato de até mesmo em grande profundidade os minerais, tanto do conglomerado como argilito, apresentaram-se com alteração significativa (A3-A4), refletindo a magnitude da influência do lenço freático existentes e identificado pelas sondagens do projeto básico.

Conforme os dados da Tabela 34, o conglomerado se caracteriza como um solo de alteração, em muitas situações não consolidado, ou mesmo um solo conglomerático em processo de litificação. Não há, contudo, uma avaliação sobre a situação da gradação, orientação dos clastos o que definiria melhor planos preferenciais falhas ou movimentos de terra, haja vista que existem intercalações de argilito, mas resistentes no maciço. O fato de não existir plasticidade no maciço conglomerático exclui, por completo, a possibilidade de análise deste material em relação atividade de argila, devido a inexistência de IP, ou seja, os 24 % silte

e 6% de argila, não tem influência na plasticidade do material, levando ao comportamento de um maciço arenoso.

Tabela 34 - Caracterização como Maciço Rochoso

Parâmetro	Características	Conglomerado	Argilito
Alteração	Classificação	A4	A3
	Denominação	R. Extremamente Alterada	R. Muito Alterada
	Caracterização	Minerais totalmente alterados, gradando para cores do solo.	Minerais alterados, pulverulentos e friáveis
Coerência	Classificação	C4	C3
	Denominação	Rocha Incoerente	Rocha pouco coerente
	Caracterização	Friável, escavável por lâmina.	Quebra o golpe que martelo. Superfície facilmente riscável, com lamina de aço, escarificável.
Fraturamento	Classificação	F5	F2
	Fraturas/m	>20	1 a 5
	Denominação	Extremamente Fraturado	Pouco Fraturada

Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

O projeto básico considera para qualquer solo de alteração parâmetros de resistência conforme definido, coesão e ângulo de atrito, o que direciona a análise de estabilidade, para um conglomerado polimodal suportado pela matriz. Neste sentido, se esvazia a tentativa de tratá-lo como de maciço rochoso e por outro lado estabilidade da escavação poderá ser avaliada como pelos métodos tradicionais de cálculo: método do equilíbrio limite e métodos dos elementos finitos.

E relação ao argilito, poderá ser considerado como um material de melhor qualidade, contudo deverá ser consultada a bibliografia para estimar os parâmetros geotécnicos que possibilite a análise de estabilidade dos taludes escavado. Dado que não foi analisado a faixa de argilito em termos de caracterização como solo, exceto seus efeitos de expansão (como se verá no item 4.5), desta forma para fins deste estudo as informações complementares referentes à camada de argilito serão complementadas a partir da bibliografia.

4.1.1.1 Classificação RMR

Como visto, o sítio de escavação da EBV-3 se apresentou com um maciço, intercalando horizontes de rochas brandas como conglomerado e argilito, com diferentes graus de alteração e coerência. O fato de não ter sido obtidos outros parâmetros in situ, exceto o RQD, é possível realizar uma classificação conforme critérios RMR, com base na observação dos testemunhos

presentes no Anexo A, como também estimando demais parâmetros afim de obter uma ordem de grandeza referente à coesão e ângulo de atrito.

A classificação foi realizada conforme os termos apresentados na Tabela 12, utilizando os dados de sondagens apresentados na Tabela 32. O resultado da classificação é mostrado na Tabela 35.

Para a conclusão da classificação, de início utiliza-se dos parâmetros relacionados à resistência de rochas brandas, atribuindo o valor para resistência a compressão de 25 MPa, para os trechos menos alterados e 15 MPa, para aqueles com graus mais avançados de alteração/coerência. No tocante ao RQD, se lançou mão dos menores valores encontrados durante as sondagens. Em relação aos itens relacionados com a distância e qualidade das fraturas, foram observados os trechos de testemunhos mencionados nas sondagens. Referente à permeabilidade da água, dado o fato de ser encontrado o nível freático durante as sondagens e considerando o perfil sedimentar do maciço foram a maior vazão de 125 l/min para o maciço.

Com esta avaliação, a soma dos pesos variou entre 8-20, classificando o maciço como V, com descrição “Muito Pobre”. Neste enquadramento estima-se que a Coesão é <100 kPa e o ângulo de Atrito < 15°.

4.1.2 Análise Mineralógica por Difração por Raios X

Durante o Projeto Básico, como já era de conhecimento devido ao histórico e estudos realizados na região, como também verificado nas sondagens, a presença deste argilito conduziu a um estudo mais detalhamento, principalmente no tocante a sua constituição em termos de percentual dos argilominerais. Para tal, dois ensaios foram encomendados ao IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológica (São Paulo), o ensaio de análise mineralógica por difração por Raio X, em amostras coletadas no sítio de implantação da EBV-3.

Os ensaios de difração de Raio-X foram realizados pelo método de identificação de pico captados pelo difratômetro quando a mostra está exposta a radiação K α de cobre.

Os resultados identificam que quase a totalidade de amostra (atingindo 93%) na sondagem SR-37, no que se diz respeito aos finos, é formada de argilomineral dos grupos das esmectitas. Sendo que um dado não deixa claro de qual profundidade da amostra (Ver Tabela 36).

4.1.3 Obtenção de Parâmetros para Caracterização do Argilito

Dada a ausência de informações para a caracterização inicial do argilito, do qual, ainda que considerando informações do projeto básico e executivo, somente foi obtido o percentual de argilominerais, faz necessário se obter algumas correlações de dados a fim de estimar um provável comportamento geotécnico.

Inicialmente, chama-se atenção ao percentual de esmectitas (93%) entre os demais argilomineral. Pela própria definição do argilito como rocha formada, predominantemente, de sedimentos com diâmetros abaixo de 0,002 mm, ou seja, basicamente de finos e mais especificamente argila, pois ainda que exista um pequeno percentual de outros sedimentos, a argila o constitui em quase sua totalidade.

Desta forma, pode-se afirmar que o comportamento do argilito deve ao comportamento do 93% da esmectitas e neste sentido pode-se atribuir características típicas de argilas ricas em esmectitas.

Inicialmente, pode-se estimar o peso específico dos argilitos em 22,1 kN/m³, conforme (USDA, 2004). Embora seja de conhecimento que este tipo de rocha possui peso específico que pode variar em função da evolução da gradação da rocha e assim variar a magnitude das propriedades índices.

Dada a concentração de esmectitas na camada de argilito, torna-se mais apropriado o uso de propriedades deste mineral, como mostrado na Tabela 37, no qual apresenta os valores dos limites de consistência para vários tipos de montmorilonita, atribuindo estes valores aos solos provenientes da camada argilito.

Tabela 35 - Classificação do Maciço Escavado conforme critério RMR.

	Etapa do Projeto		Projeto Básico							Projeto Executivo							
	Sondagem	SR-34	SR-35	SR-36	SR-37	SR-38	SR-39	SME-01		SME-02		SME-03					
Caracterização	Tipo	Rotativa	Rotativa	Rotativa	Rotativa	Rotativa	Rotativa	Mista		Mista		Mista					
	Prof. (m)	15	25	35	27	38	38	12	27	12	18	27	2	9,5	22	27	
	Prof. NA (m)	9,90	-	10,50	12,15	6,20	14,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Material Sondado (Predominante)	Conglomerado com fragmentos	Conglomerado granítico	Conglomerado com blocos rochosos	Argilito com arenito	Conglomerado com blocos rochosos	Argilito com arenito	Conglomerado com blocos rochosos	Argilito com arenito	Conglomerado com blocos rochosos	Argilito com arenito	Conglomerado com blocos rochosos					
	Alteração	A4-A1	A4-A2	A4-A2	A3-A2	A4	A4-A2	-	A3-A2	-	A2	-	A2-A3	-	A2-A3	-	-
	Coerência	C2-C4	C2-C4	C4	C2-C3	C4	C2-C4	-	C2-C3	-	C2	-	C2-C3	-	C2-C3	-	-
	Frat. (F)	-	F5	F5	F5	F5	-	-	F2-F3	-	F2	-	F2	-	F2	-	-
	RQD Min. (%)	28	20	10	5	30	0	50	45	40	30	30	-	0	70	40	40
	RQD Max. (%)	60	100	100	100	100	100	60	100	60	60	40	-	100	100	70	70
	Resistência a compressão Máx. Estimada	25	25	15	25	15	15	15	25	15	25	15	25	15	25	15	15
	Peso	2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	RQD Mínimo	28	20	10	5	30	0	50	45	40	30	30	45	0	70	40	40
Peso	8	3	3	3	8	3	8	8	8	8	8	8	3	13	8	8	
Espaçamento entre fraturas	<60 mm	60-200 mm	60-200 mm	200-600 mm	<60 mm	200-600 mm	60-200 mm	200-600 mm	60-200 mm	200-600 mm	60-200 mm	200-600 mm	60-200 mm	200-600 mm	60-200 mm	60-200 mm	
Peso	5	8	8	10	5	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8	8	
9a	Condição da Fratura	Sup. Pouco rugosa, abertura menor que 1 mm, paredes moles															
	Peso	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
Água Subterrânea	Infiltração	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	<125 l/min	
	Peso	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
9b	Direção e Mergulho	Aceitável															
	Peso	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25
9c	Soma dos Pesos	10	8	8	10	9	10	13	15	13	15	13	15	8	20	13	
	Classe	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	
	Descrição	Muito Pobre	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	
	Coesão	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	<100 kPa	
	Ângulo de Atrito	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	<15°	

Fonte: O Autor (2017).

Tabela 36 - Resultados da Análise Mineralógica por Difração por Raio X.

Etapa	# amostra	Local	Argilo Mineral (%)		
			Esmectitas	Caulinitas	Ilitas
P. Básico	Am. 2 (SR-37)	EBV-3	91	7-8	1-2
	Am. 3 (SR-37)	EBV-3	93	5-6	1-2
P. Executivo	-	-	-	-	-

Fonte: Modificado de MI (2001) e TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Tabela 37 - Limite de Consistência para Montmorilonita.

Cátion de Troca	Limites de Consistência (%)			
	LL	LP	IP	IC
Na	710	54	656	9,9
K	660	98	562	9,3
Ca	510	81	429	10,5
Mg	410	60	350	14,7
Fe	290	75	215	10,3
Máximo	710	98	656	14,7
Média	516	73,6	442,4	10,94
Mínimo	290	54	215	9,3

Fonte: Modificado de Lambe e Whitman (2009).

4.2 COMPRESSÃO EDOMÉTRICA DO CONGLOMERADO EM SEU ESTADO NATURAL

Como componente da investigação de laboratório, da matriz do conglomerado (não compactado) foi submetido ao ensaio de compressão edométrica. Para fins de uso para este estudo, também foram inseridos os resultados dos ensaios dos conglomerados do sítio da EBV-1 e EBV-3. Os resultados destes ensaios são apresentados na Tabela 38 e na Figura 110.

Tabela 38 - Resultado dos Ensaio de Edométrico.

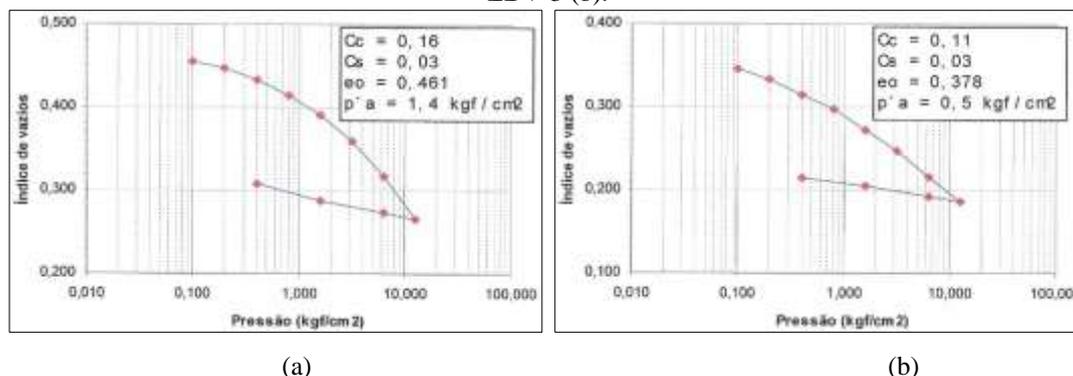
Local	Índice de vazios iniciais (e_0)	Índice de compressão (C_c)	Índice de Descompressão (C_s)	Tensão de pré-adensamento ($P'a$) (kgf/cm^2)	Tensão de pré-adensamento ($P'a$) (kPa)
EBV-1 (Conglomerado)	0,461	0,16	0,03	1,4	140
EBV-3 (Conglomerado)	0,378	0,11	0,03	0,5	50

Fonte: Modificado de TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Dada a conformação da curva de adensamento, não é possível notar tão claramente um ponto de curva, necessário para a identificação da tensão de pré-adensamento, observável na Figura 110 (a). Esta pouca curvatura denota amolgamento e/ou perturbação da amostra outrora indeformada. Deve ser registrado que foi extraído um solo predominantemente areno-siltoso.

Em solos granulares a moldagem, sendo muitas vezes recomendado a moldagem do corpo de prova em laboratório, respeitando o mesmo índice de vazios de campo.

Figura 110 - Resultados do Ensaio Edométrico para o conglomerado compactado dos sítio dados da EBV-1 (a) e EBV-3 (b).



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Com base nestes dados, é possível obter mais um parâmetro relacionado com a compressibilidade. Trata-se do módulo compressão volumétrica apresentado através da Equação 4-1. Através deste parâmetro também se obtém do Módulo Elástico Unidimensional ou Edométrico, Equação 4-2.

$$m_v = \frac{1}{1-e_0} \cdot \left(\frac{e_0 - e_1}{\sigma'_{1} - \sigma'_{0}} \right) \quad (4-1)$$

$$E'_{edo} = \frac{1}{m_v} \quad (4-2)$$

Onde:

m_v – Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica, m^2/kN .

e_0 – Índice de Vazios inicial;

e_1 – Índice de Vazios final;

σ'_{1} – Tensão Efetiva, kPa;

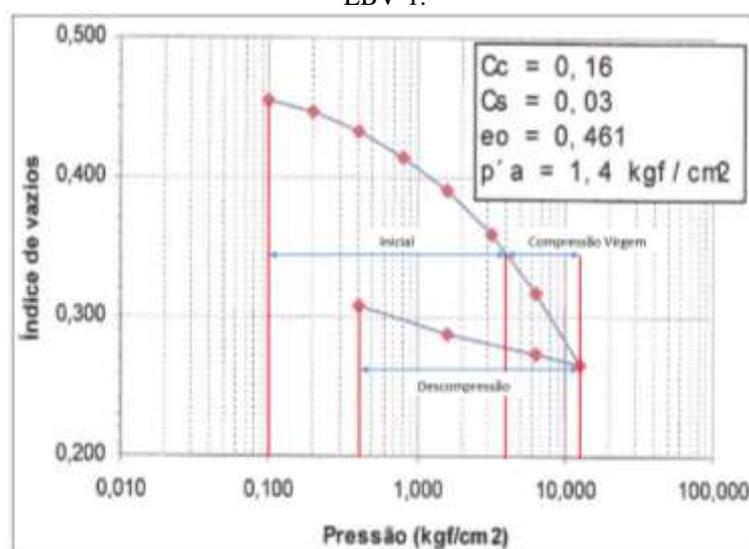
σ'_{0} – Tensão Efetiva, kPa;

E'_{edo} – Módulo de Edométrico, kPa, MPa.

A Tabela 39 apresenta os valores obtidos do coeficiente de compressibilidade volumétrica e do Módulo Edométrico. Estes parâmetros são variáveis conforme a profundidade

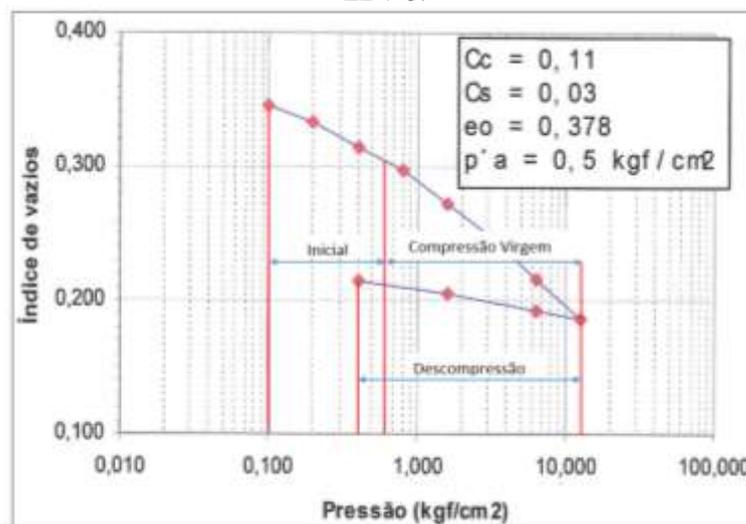
do subsolo, do qual são obtidos, como também variam de acordo com o nível de tensões. A referida tabela apresenta os valores em função do nível de tensões, como divisor a tensão de sobre adensamento obtidos no ensaio de adensamento, 140 kPa para EBV-1 e 50 kPa para a EBV-3. Ainda conforme a Tabela 39, é observável o aumento de valor dos módulos edométrico para o trecho após a tensão de pré-adensamento E_{edoc} , na reta virgem. Como também o ganho de rigidez para a trecho de decompressão, E_{edod} . Nestes intervalos o ganho de rigidez dos solos varia entre 16 a 20 vezes respectivamente para a EBV-1 e EBV-3. Outro ponto de destaque trata-se da variação do módulo edométrico entre os diferentes solos das EBV- 1 e EBV-3.

Figura 111 – Definição dos Trechos iniciais, de compressão virgem e decompressão no ensaio edométrico da EBV-1.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Figura 112 - Definição dos Trechos iniciais, de compressão virgem e descompressão no ensaio edométrico da EBV-3.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Conforme a caracterização, os solos da EBV-1 apresentam-se mais argilosos, enquanto os solos da EBV-3 tratam-se um solo areno-siltosos a siltosos de baixa compressão. Neste sentido, para o trecho de compressão virgem os a matriz argilosa estudada apresentou maior rigidez em 66%. Contudo no trecho de descompressão, a rigidez maior passa para os solos siltosos da EBV-3, apresentando-se 43% maior que os solos argilosos da EBV-1.

Quando se avalia os valores obtidos e apresentados na Tabela 39 em relação da dados encontrados na bibliografia, comparando com os dados das Tabela 40, Tabela 41 e a Tabela 42, que mostram, conforme alguns autora a faixa de variação dos módulos edométrico para solos de diferentes resistências (Tabela 40), para diferentes natureza (Tabela 41), ou mesmo para diferentes origens (Tabela 42). Neste sentido, é possível observar grande faixa de variação, mesmo analisando sob o mesmo aspecto. Esta variação deve-se pelo fato de que os módulos edométricos são obtidos por estados de tensão específicos, como também para um intervalo particular do índice de vazios, além dos seus estados de adensamento (se normalmente ou pré-adensada). Levando a acentuar a importância do rigor a obtenção dos ensaios, neste caso de laboratório, pois buscará retratar uma situação muito particular, restringindo a possibilidade de correlação.

Tabela 39 – Coeficientes de Compressibilidade e Módulos Edométricos da Matriz do conglomerados em seu estado natural.

Estação de Bombeamento	Trecho	Intervalo de Tensões Efetivas (kPa)		Coeficiente de Compressibilidade m_v (m ² /kN)	Módulo de Oedométrico E_{Edo} (MPa)		
		σ_0	σ_1		E_{edoi}	E_{edoc}	
EBV-1	Inicial	10	140	m_{vi}	6,90E-04	E_{edoi}	1,4
	Compressão Virgem	140	1400	m_{vc}	4,00E-05	E_{edoc}	25
	Descompressão	40	1400	m_{vd}	2,74E-05	E_{edod}	37
EBV-3	Inicial	10	50	m_{vi}	1,42E-03	E_{edoi}	0,7
	Compressão Virgem	50	1400	m_{vc}	6,84E-05	E_{edoc}	15
	Descompressão	40	1400	m_{vd}	1,87E-05	E_{edoc}	53

Fonte: O Autor (2017).

Tabela 40 – Módulos Edométrico em função do tipo de solos.

Tipo de Solo	Módulo Edométrico (MPa)	
	E_{edoMin}	E_{edoMax}
Argila Muito mole	0,10	1
Argila mole	1	4
Argila rija	4	8
Argila rija a dura	8	15
Areia fofa	10	20
Areia compacta	50	77

Fonte: Alfred Jumikis (1965) apud Colombia (2017).

Ainda sim pode-se sugerir que os módulos obtidos se enquadram, como solos de baixa compressibilidade (conforme Tabela 42), típicos de areias com densidade média a compactas conforme Tabela 41.

Tabela 41 - Módulos Edométrico em função do tipo de solos naturais.

Tipo de Solo	Módulo Edométrico (MPa)	
	E_{edoMin}	E_{edoMax}
Solos Coesivos	2	30
Areias com densidades média a compactadas	7	130
Pedregulhos	60	600

Fonte: Adaptado de Vanicek (2000).

Tabela 42 - Módulos Edométrico em função do tipo de solos.

Tipos de Solos	Compressibilidade	Módulo Edométrico (MPa)	
		E _{edoMin}	E _{edoMax}
Pedregulhos argiloso fortemente pre-adensadas, siltitos alterados, argilas duras	Baixíssima	-	>200
Pedregulhos argilosos e argilas vermelhas tropicais muito rígidas	Baixa	10	200
Argilas rijas, argilas glaciais (outmahs), depósitos lacustres, pedregulhos argiloso densos, argilas normalmente consolidadas profundas, argilas vermelhas tropicais rijas.	Média	3	10
Argilas aluvionar normalmente consolidadas, como estuários e depósitos em deltas e argilas sensitivas	Alta	0,7	3
Argilas aluvionar altamente orgânica	Muito alta	<0,7	-

Fonte: Adaptado de Borsell (2017).

4.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Neste item serão tratados os métodos abordados para se obter os parâmetros geotécnicos para assim se estimar a resistência ao cisalhamento da camada de argilito, como também a avaliação dos ensaios de cisalhamento no material extraído da camada de conglomerado.

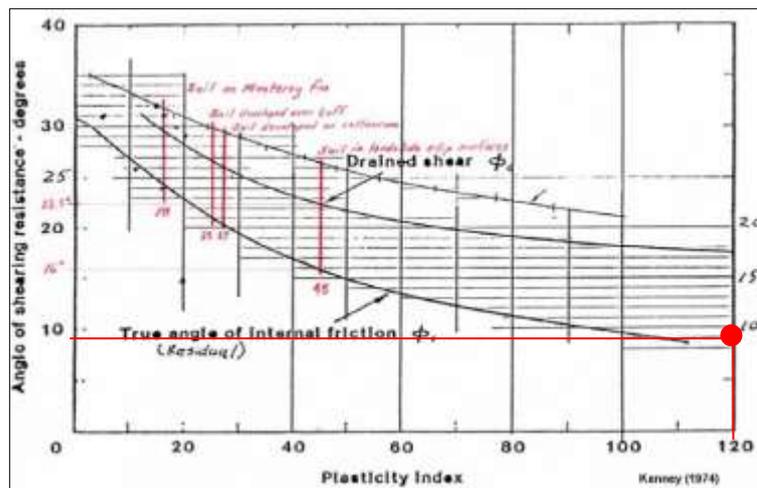
4.3.1 Resistência ao Cisalhamento para a Camada de Argilito.

Dada a total ausência de dados referente à camada de argilito, pode-se, como uma primeira aproximação a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento através de correlação de dados. A seguir são apresentados ábaco de diversos pesquisadores, como uma maneira de se determinar o ângulo de atrito baseado nos limites de consistência apresentados na Tabela 37, na qual, tomando como dado de entrada os limites de consistência médios, obtém-se:

- LL = 516%
- LP = 73,6 %
- IP = 442,4%

a) Kenney (1974) apud USDA (2004) – IP>120 → $\phi' = 9^\circ$

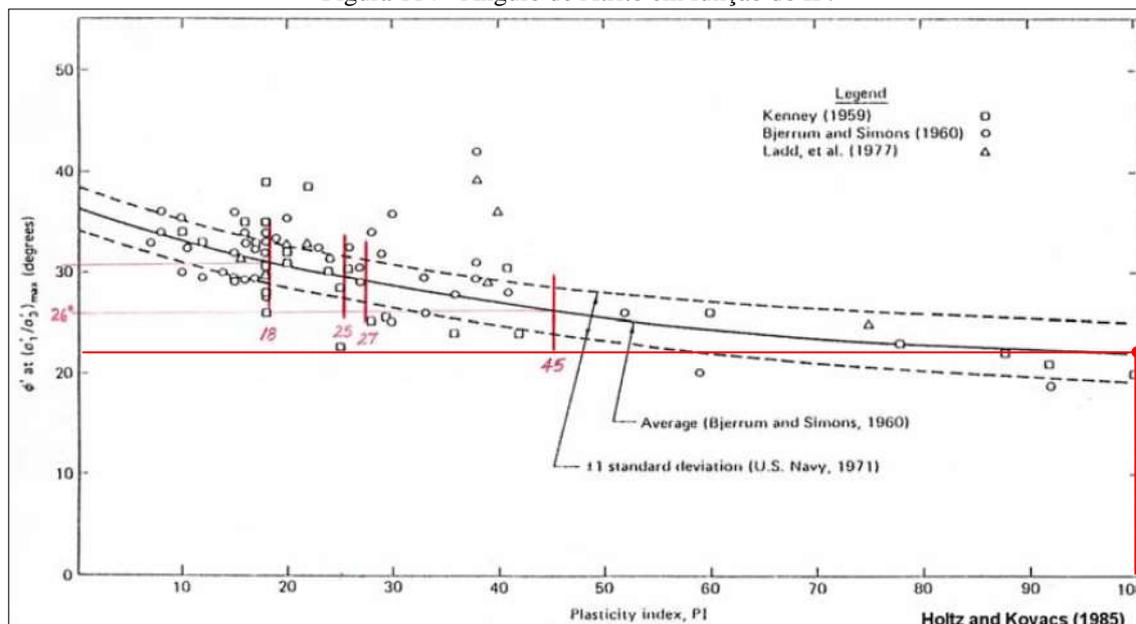
Figura 113 - Ângulo de Atrito x Índice de Plasticidade.



Fonte: Kenney (1974) apud USDA (2004);

b) Holtz e Kovacs (1985) apud USDA (2004) – $IP > 100$; $\phi' = 22^\circ$

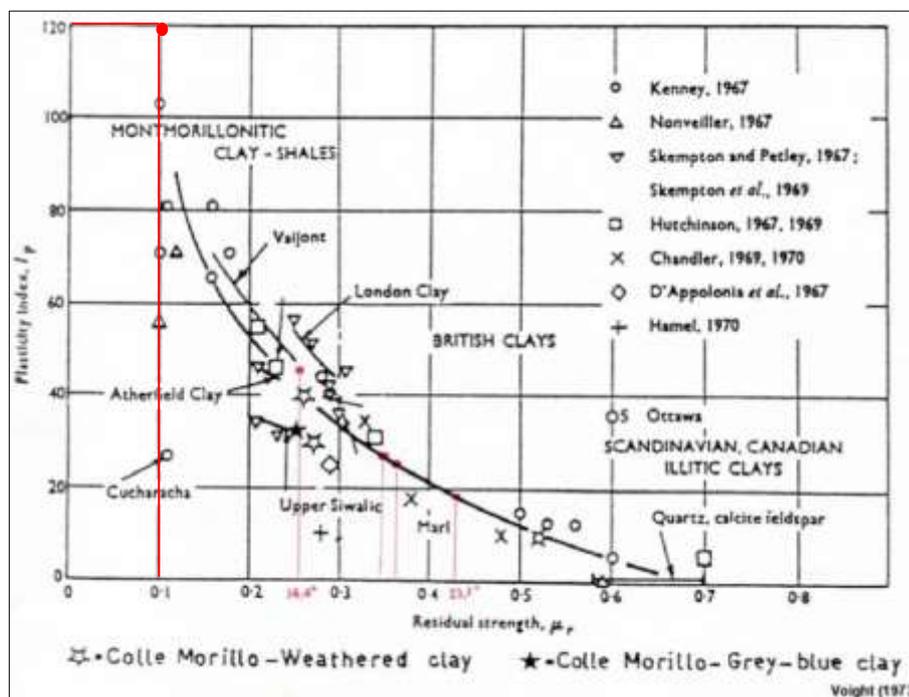
Figura 114 - Ângulo de Atrito em função do IP.



Fonte: HOLTZ E KOVACS (1985) apud USDA (2004).

c) Voight (1973) apud USDA (2004) – $IP > 120$; $tg\phi' = 0,1 \rightarrow \phi' = 6^\circ$.

Figura 115 - IP x Resistência Residual ($tg\phi'$).



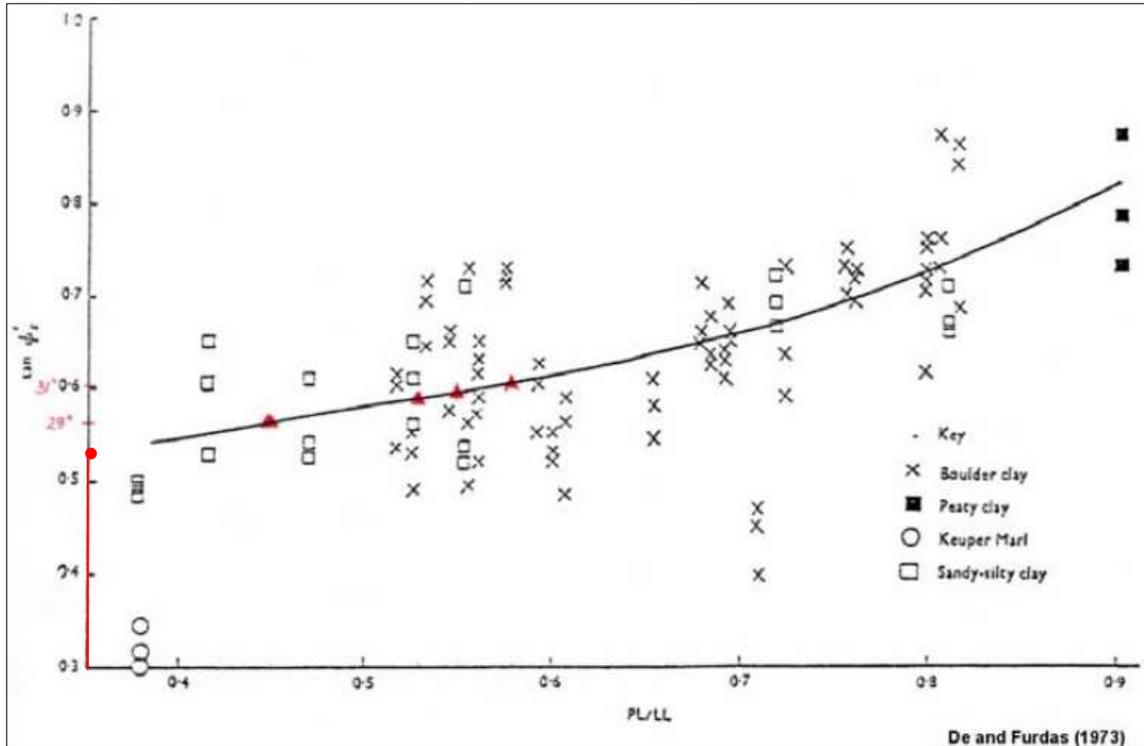
Fonte: VOIGHT (1973) apud USDA (2004).

Conforme as Figuras Figura 113, Figura 114, Figura 115, Figura 116 e Figura 117, é possível observar, a variação dos resultados ângulo de atrito, ainda que foram obtidos por extrapolação da própria faixa de dados dos próprios autores obtendo assim valores de ângulo de atrito de a) 9° ; b) 22° ; c) 6° ; d) 28° e e) 6° . Contudo, observa-se que o parâmetro de Kenney (1959) and Olson (1974), apud USDA (2004), se apresenta mais adequado, para o contexto do estudo, pois admite-se valores correspondente do ângulo de atrito em função de IP acima de 200%. (Ver Tabela 43).

Por outro lado, deve ser observado que durante as sondagens mistas o trecho a executado em SPT foi paralisado devido a uma condição impenetrável do solo, o que levou a passar para a sondagem rotativa, ou seja, houve NSPT acima de 50 golpes, enquadrando o subsolo com areia compacta, ou de argila dura. Fazendo conhecida a correlação com o ângulo de atrito para este tipo de areia siltosa seria estimado em superior a 30° , conforme NAVFAC, DM-7 (1982) apud Budhu (2013) ou também um pode ser atribuído de o valor de 43° segundo Peck et al, (1974) apud Budhu (2013).

d) De e Furdas (1973) apud (USDA, 2004) – LP/LL = 0,14; tg φ' = 0,54 → φ' = 28°

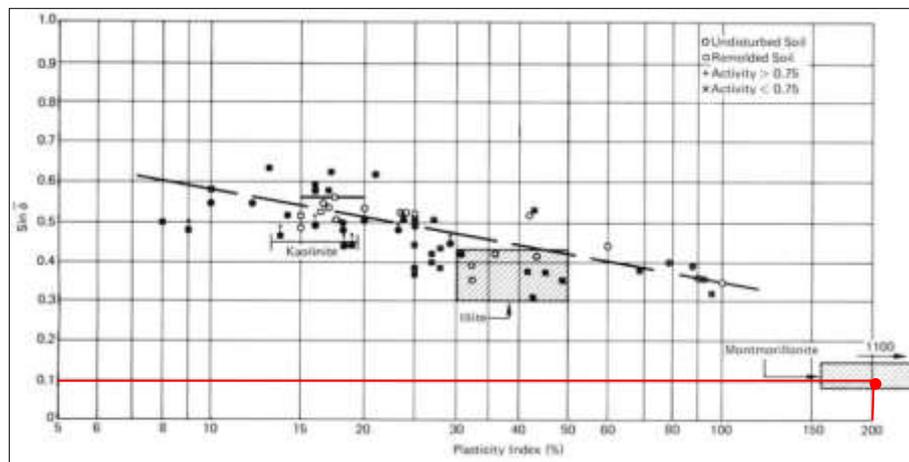
Figura 116 - LP/LL x tgφ.



Fonte: DE e FURDAS (1973), apud USDA (2004).

e) Kenney (1959) and Olson (1974), apud USDA (2004). IP >200; sen(φ') = 0,1; φ' = 6°.

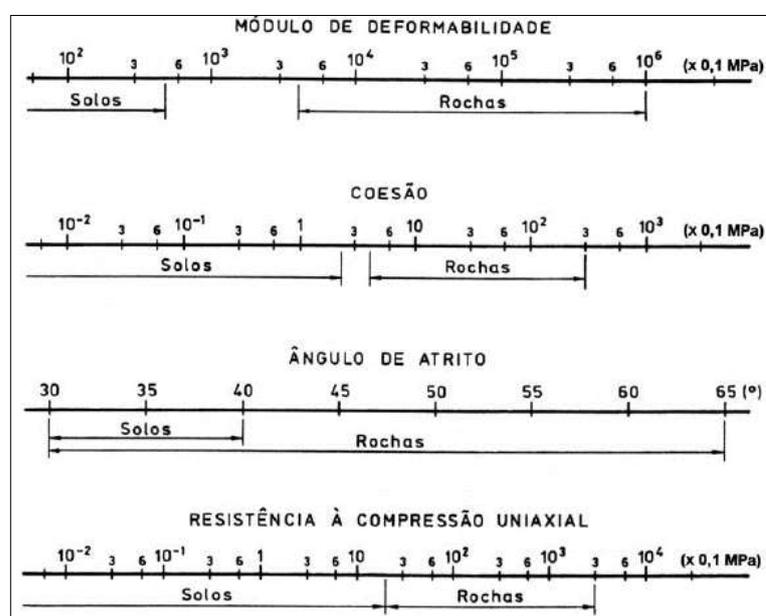
Figura 117 - IP x Sen(φ').



Fonte: Kenney (1959) e Olson (1974) apud USDA (2004).

Segundo Pinho (2003), os valores de resistência de compressão uniaxial e a coesão são os critérios mais utilizados para a diferenciação de solos e rochas, entretanto, no que concerne as rochas, brandas, o referido conjunto de valores ainda não está claro ou mesmo normatizado, trazendo diversas dificuldades para esta definição. Este contratempo se acentua quando se trata de rochas como arenitos, argilitos, calcário e folhelhos, que estão na fronteira da mecânica das rochas e dos solos, como esquematizado na Figura 119, o que pode levar o projetista a problemas de definição dos modelos que descrevem os mecanismos atuantes.

Figura 118 - Critério de fronteiras entre solos e rochas.



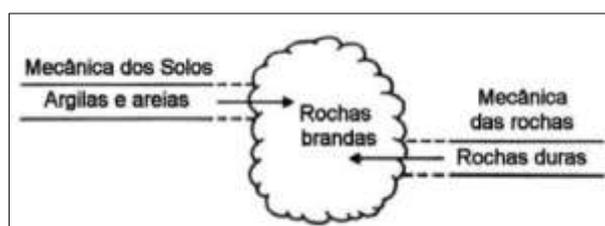
Fonte: Rocha (1977) apud Pinho (2003).

Portanto, dada a carência de dados levantados na camada de argilito, encara-se uma lacuna de informações sobre esta camada, visto que utilizando dados provenientes de correlações, obtém-se resultados de ângulo de atrito muito díspares, quando se analisa a camada como solo predominantemente formado de montmorilonita, não sendo convidativo o uso para tal avaliação.

Neste sentido torna-se mais interessante atribuir à camada de argilito, os valores referentes a resistência ao cisalhamento provenientes da correlação com o número N_{SPT} , pois sabendo que estaria se trabalhando em função da segurança devido ao fato que o subsolo se apresentou mais rígido que o equipamento de sondagem poderia ser utilizado, entretanto na total ausência destes dados, Hoek e Bray (1978) apud Guidicini e Nieble (1983), definem para

rochas brandas alteradas com elevado teor de material de argiloso, o ângulo de atrito entre 5° e 10° e coesão entre 50kPa 100 kPa, e tomando-os em favor da segurança, define para a camada de argilito $\phi' = 5^\circ$ e coesão de 50kPa, para aplicação neste estudo.

Figura 119 - Posição de rochas Brandas em Geotecnia.



Fonte: Johnston e Novello (1993) apud Pinho (2003).

Diante dos dados apresentados na Tabela 43, é possível observar a grande disparidade de valores para os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o argilito, assumir um valor, ainda que se aplique um critério, para fins deste trabalho acadêmico, pode ser aceitável. Contudo, para fins de projeto, dado a importância à análise de estabilidade da escavação, requerendo, para fins de projeto, a obtenção in situ ou por ensaio de laboratório, a magnitude parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 43 - Resumo dos Valores de ângulo de Atrito e Coesão do argilito através de correlação com IP.

Autores	Parâmetro de Entrada	Ângulo de atrito	Coesão
Kenney, 1974 apud (USDA, 2004)	IP > 120	$\phi' = 9^\circ$	
Holtz e Kovacs, 1985 apud (USDA, 2004)	IP > 100	$\phi' = 22^\circ$	
Voight, 1973, apud (USDA, 2004)	IP > 120	$\phi' = 6^\circ$	
De and Furdas, 1973 apud (USDA, 2004)	LP/LL = 0,14	$\phi' = 28^\circ$	
Kenney (1959) and Olson (1974), apud (USDA, 2004)	IP > 200	$\phi' = 6^\circ$	
Hoek e Bray, apud Guidicini e Nieble, 1983	Rochas brandas alteradas com elevado teor de material de argiloso	$5^\circ < \phi' < 10^\circ$	50 kPa < $\phi' < 100$ kPa

Fonte: O Autor (2017).

Desta forma, mostra-se a necessidade de uma análise pormenorizada, referente ao ensaio de cisalhamento direto, especificamente para a camada de argilito. Esta que está presente em todas as direções da escavação e ao mesmo tempo não seria possível obter os referidos parâmetros antes da escavação, gerando assim mais uma dificuldade para o projetista que, exclusivamente durante a fase de projeto, restava estimar tais parâmetros.

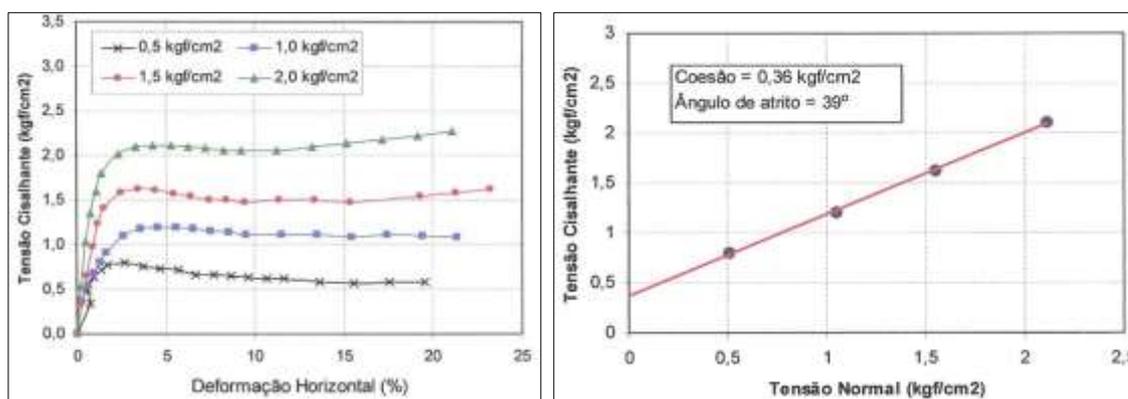
4.3.2 Resistência ao Cisalhamento do Conglomerado Compactado

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto e triaxial na matriz com conglomerado compactado, os métodos e resultados são mostrados a seguir.

4.3.2.1 Cisalhamento Direto

Foram realizados dois ensaios para conferir a resistência ao cisalhamento, conforme norma de ASTM D3080, do subsolo da EBV-1 e EBV-3 (ver a Figura 120 e a Figura 121). Foram ensaiados a matriz do conglomerado compactados para fim de uso deste material para o aterro, previsto em projeto, a jusante das estações de bombeamento. Todos os ensaios abaixo apresentados foram realizados durante a fase de projeto executivo, para as tensões de 0,5, 1,0, 1,5 e 2,0 kgf/cm² (50, 100, 150, 200 kPa).

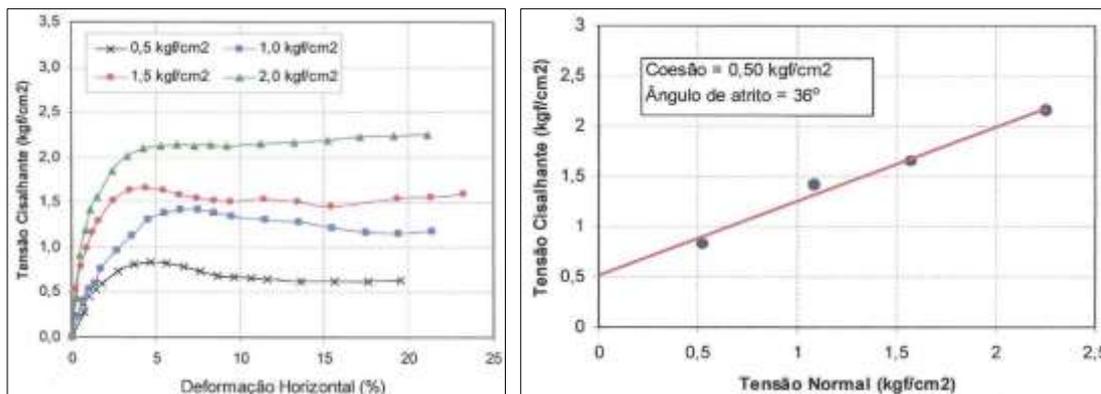
Figura 120 - Ensaio de Cisalhamento Direto EBV-1, matriz do conglomerado compactado a Proctor Normal.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

Os ensaios de cisalhamento de direto foram realizados em areias de forma que as pressões neutras se dissipem, apesar de não poderem ser medidas, os resultados são em termos de pressões efetivas (Hachich, Falconi, Luiz Saes, Frota, Carvalho, & Sussumu, 1998, p. 82). Assim, conforme a Figura 120 e a Figura 121, os valores do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') 39° e 36° respectivamente para EBV-1 e EBV-3, são condizentes como, areia siltosa. Os valores de coesão efetiva (c') de 36 e 50 kPa, respectivamente para EBV-1 e EBV-3, são típicos de solos siltosos ou argilosos médios a rijo.

Figura 121 - Ensaio de Cisalhamento Direto EBV-3, matriz do conglomerado compactada a Proctor Normal.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

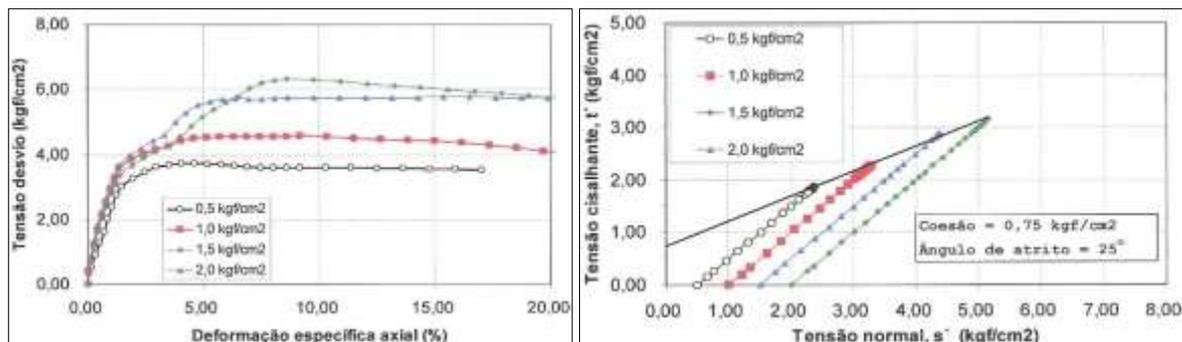
Não houve ensaio de cisalhamento direto nos sítios das estações de bombeamento durante do projeto básico. O resumo dos dados obtidos nos ensaios é apresentado na Tabela 44.

4.3.2.2 Ensaio de Compressão Triaxial

Os ensaios de compressão triaxial realizados na matriz do conglomerado compactado dos sítios da EBV-1 e EBV-3 são apresentados na Figura 122 e Figura 123. Os ensaios realizados foram do tipo de UU, não consolidado e não drenado, em uma amostra remodelada de areia compactada. Deve-se notar no gráfico Tensão de Desvio x Deformação Específica uma resistência de pico que na verdade está relacionadas com as tensões para qual a amostra foi submetida durante o a de compactação.

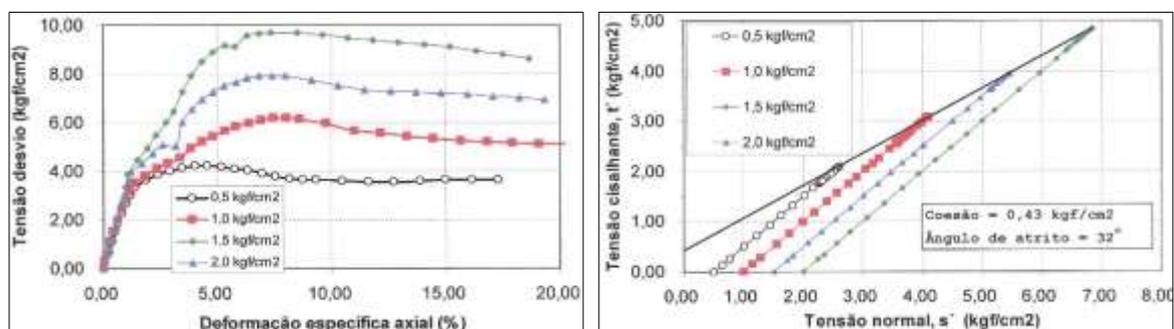
Deve-se também observar que no gráfico Tensão Cisalhante, t x Tensão normal, s , no qual apresenta a envoltória de tensões como também a trajetória da mesma. Em termos da relação tensão deformação, os solos conglomerático se assemelham, independentemente dos diferentes sítios, ou seja, tanto nos sítios de implantação de EBV-1 como na EBV-3, o solo apresenta um comportamento elástico ou de proporcionalidade até tensões de desvio aproximadamente 4 kgf/cm² (400 kPa), mantendo-se inalterada para diferentes tensões confinantes.

Figura 122 - Ensaio de Triaxial UU EBV-1, matriz do solo conglomerático compactada a Proctor Normal.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

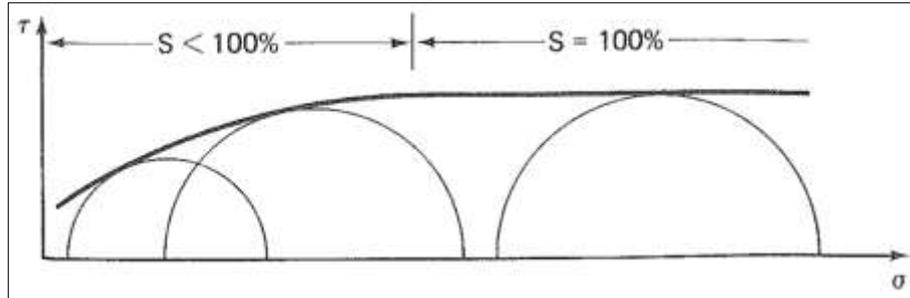
Figura 123 - Ensaio de Triaxial UU EBV-3, matriz do solo conglomerático compactada a Proctor Normal.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

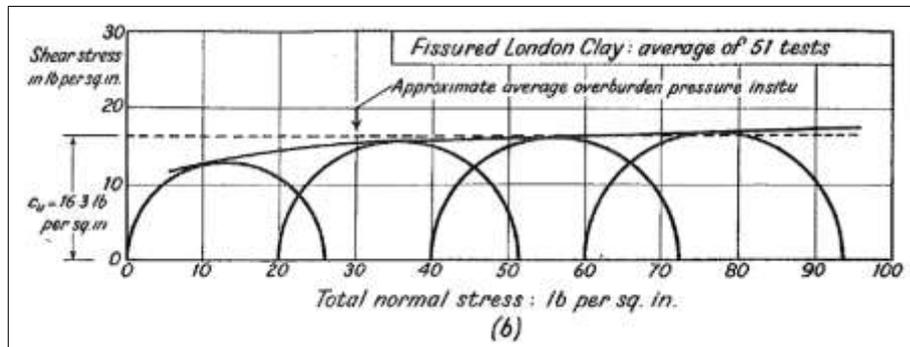
No ensaio não drenado e não consolidado, principalmente para argilas saturadas, a configuração típica da envoltória de tensões é horizontal. O ensaio acima apresentado foi realizado em amostras compactadas com energia Normal, o que faz as amostras estarem na densidade máxima, entretanto com grau de saturação abaixo de 100%. Com as amostras não saturadas e submetidas previamente ao ensaio de compactação, reduzindo assim o índice vazios, os resultados dos ensaios apresentam ângulo de atrito não nulo como previsto, ainda que seja para diferentes tensões confinantes conforme Macfee (2008), Lambe e Whitman (2009) e Marangon (2009), ver Figura 124 a Figura 126. Em termos de trajetória de tensões, observa-se que apesar do ensaio ser do tipo UU, os parâmetros obtidos nestes ensaios serão no campo das tensões totais.

Figura 124 - Esquema ilustrativo da envoltória de tensões para solos não-saturados e saturados.



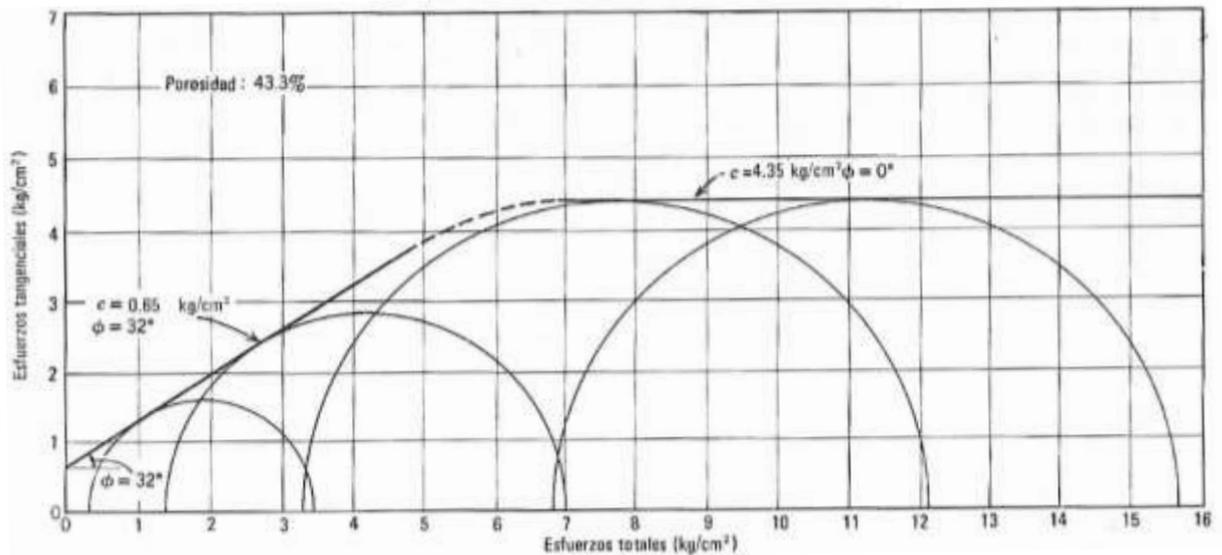
Fonte: MACFEE (2008).

Figura 125 - Envoltória de Tensões de ensaios triaxiais tipo UU da Argila de Londres.



Fonte: MACFEE (2008).

Figura 126 - Resultado do Ensaio Triaxial UU em areia saturada.



Fonte: Lambe e Whitman (2009).

Tabela 44 - Resultados do Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial.

Local	Material	Cis. Direto		Comp. Triaxial	
		c' (kPa)	ϕ' (°)	c (kPa)	ϕ (°)
EBV-1	Conglomerado (compactado)	36	39	75	25
EBV-3	Conglomerado (compactado)	50	36	43	32

Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

4.3.3 Discussão Sobre os Valores Obtidos

Considerando os valores de ângulo de atrito obtido pelo ensaio de cisalhamento direto e ensaios triaxial, (36 e 32°, respectivamente) observa-se a influência do percentual de areia contido no conglomerado ensaiado. Contudo, deve ser registrado que a amostra foi referente à matriz do conglomerado e desta forma deve-se resguardar o fato que a interação entre os clastos e a matriz, caso fossem ensaiados em conjunto poderiam alterar estes valores de ângulo de atrito.

Outro ponto que deve ser observado é o fato que do material ensaiado trata-se da matriz do conglomerado compactada, podendo ser obtidos de relações com os índices físico do solo e para tal pode-se ser determinado o grau de saturação da amostra compactada. A

Tabela 45, apresenta os valores de grau de saturação para as amostras (da EBV-1 e EBV-3), submetidas ao ensaio de compactação. Estes índices físicos foram obtidos conforme a Equação 4-3 e a Equação 4-4.

$$e = \frac{\gamma_{\text{grãos}}}{\gamma_{\text{seco}}} - 1 \quad (4-3)$$

$$S = \frac{\gamma_{\text{grãos}} \cdot w}{e \cdot \gamma_{\text{água}}} \quad (4-4)$$

Onde:

e – Índice de vazios;

$\gamma_{\text{grãos}}$ – Peso específico do grãos (partículas), kN/m³;

γ_{seco} – Pesos e específico seco, kN/m³;

$\gamma_{\text{água}}$ – Pesos específico da água, 10 kN/m³;

S – Grau de saturação;

w – Teor de umidade, %;

Tabela 45 – Grau de Saturação dos solos considerados nos ensaios de compactação.

Identificação da Amostra	Localização	Classificação do Material Compactado	γ_{sec} (kN/m ³)	$\gamma_{grãos}$ (kN/m ³)	Índ. Vazios (e)	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{água}$ (kN/m ³)	Grau de Saturação (S)
PI - 02	EBV-1	CL	18,6	26,7	0,44	13	10	0,80
PI - 01	EBV-3	SM	19,40	26,34	0,36	12,40	10	0,91
PI - 02	EBV-3	SM	19,20	26,55	0,38	9,51	10	0,66
PI - 03	EBV-3	SM	19,80	26,24	0,33	10,40	10	0,84
PI - 04	EBV-3 - Est. 1805	ML	15,8	26,73	0,69	18,75	10	0,72

Fonte: O Autor (2017).

Em um projeto de canal, as elevações do nível de água dentro do canal devem ser conservadas ao máximo ao longo de seu traçado, sendo esta a razão de se lançar mão dos canais como meio de conduzir água. Portanto, diante de um terreno variável em termos de topografia, o traçado do canal normalmente apresenta-se tortuoso, como também gerando grandes volumes de corte e aterros. Estes volumes de terra, por sua vez, produzem grandes movimentações que oneram o projeto e desta forma busca-se utilizar o máximo possível os volumes escavados para serem utilizados nos aterros.

A EBV-3 não foi diferente. Sendo pertinentes o uso do grande volume de material escavado no aterro do canal localizado no forebay de jusante. Neste sentido o projeto executivo lançou mão de uma investigação de campo de laboratório para também caracterizar a matriz do conglomerado como material de aterro, apesar do risco iminente de expansão.

Conforme o projeto básico todos, solos residuais tiveram como parâmetros de resistência ao cisalhamento, $c' = 20$ kPa e ângulo de atrito $\phi' = 25^\circ$, e isso se enquadra para os solos de alteração de conglomerado. Para se obter uma comparação através de uma correlação, dado que o material da matriz do conglomerado, foi classificado como areia siltosa (SM) os valores do ângulo de atrito seriam acima de 32° (Budhu, 2013), estando, portanto condizente, já que foi provavelmente uma definição analisando os piores casos de solos investigação durante projeto básico, no entanto entende-se que a coesão para uma areia (ainda que siltosa) poderia ser menor.

Observando os dados da

Tabela 45 e considerando os valores obtidos com os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, para a EBV-3, onde se obtém valores de coesão de 50 kPa e 43 kPa, evidentemente superiores àqueles estipulados pelo projeto básico, para os solos de alteração de conglomerado in natura, devido a reestruturação provocada pela compactação dos solos, deve-se ter em mente que foram extraídos de amostras apresentadas na

Tabela 45. Portanto, com grau de saturação variando entre 66% a 91%. Neste sentido, deve ser entendido a influência da sucção da resistência destes solos. Torna-se relevante, pois dada a altura do aterro de canal, e considerando um eventual vazamento do mesmo, aproximando o material do seu estado saturado, seus parâmetros de resistência tenderão a diminuir, o que requer atenção dos futuros gestores de operação e manutenção sobre vazamentos neste trecho da obra.

4.4 PARÂMETROS DE RIGIDEZ DO CONGLOMERADO COMPACTADO

A partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial é possível extrair a magnitude dos parâmetros de rigidez dos solos como módulo de elasticidade (Young) E, Módulo de Cisalhante G do conglomerado compactado.

O módulo de elasticidade é obtido através do gráfico de tensão desviatória x deformação axial, definindo assim o módulo de elasticidade tangencial E_i através do coeficiente angular do segmento reto desde a origem, e o módulo de elasticidade secante para 50% da tensão de desviatória máxima, E_{50} . Com esses dados é possível obter o módulo cisalhante tangencial e secante, G_i e G_{50c} respectivamente, através da Equação 4-5, atribuindo os valores do Coeficiente de Poisson o valor 0,5. Ambos os módulos são apresentados na Tabela 46.

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (4-5)$$

Onde:

G – Módulo Cisalhante;

E – Módulo de Elasticidade

μ – Coeficiente de Poison.

Com base nos dados da Tabela 46, os módulos de elasticidade tangencial em ambos os sítios das estações apresentaram bastante uniformes. No sítio da EBV-1 o material ensaiado obteve, para pressão de confinamento 50 kPa, E_i igual 32,5 MPa, para as demais pressões de confinamento os módulos se igualaram em 74,6 MPa. No caso de EBV-3, para todas as pressões de confinamento, o módulo tangencial obtido foi igual a 43,9 \approx 44 MPa. Desta forma, a média dos módulos tangenciais médios da EBV-1 ficou entorno de 64,0 MPa e enquanto para a EBV-3 nos exatos 44 MPa, com diferenças significativas entre os módulos dos dois sítios, 31%.

Tabela 46 - Valores de Módulos de Elasticidade e Cisalhante, Tangenciais e Secantes.

Sítio	Tensão de Confinamento (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{Max}$ (kPa)	E_i (MPa)	E_{50} (MPa)	G_i (MPa)	G_{50} (MPa)
EBV-1	50	375,0	32,5	24,4	10,8	8,1
	100	455,0	74,6	36,1	24,9	12,0
	150	578,0	74,6	32,5	24,9	10,8
	200	634,0	74,6	27,4	24,9	9,1
EBV-3	50	421,0	43,9	32,1	14,6	10,7
	100	617,0	43,9	26,2	14,6	8,7
	150	782,0	43,9	26,0	14,6	8,7
	200	963,0	43,9	27,3	14,6	9,1

Fonte: O Autor (2017).

Enquanto em relação ao módulo de elasticidade secante, para 50% da tensão desviatória da EBV-1 aproxima-se 30 MPa, enquanto o da EBV-3 está 28 MPa, uma variação de apenas 7,4%. Analisando o E_{50} de todas as estações, é obtida a média de 29 MPa com desvio padrão 4 MPa.

No tocante ao módulo de elasticidade tangencial, as diferenças apresentadas em relação aos valores dos diferentes sítios, deixa-se claro que impedem o uso para análises em projeto. Contudo, o Módulo de elasticidade secante para 50% da tensão desviatória E_{50} , utiliza apenas como referência 50% da tensão de ruptura, levando, portanto, uma análise com este parâmetro para um fator de segurança $FS = 2$. Desta forma, dando preferência ao E_{50} , considerando a própria definição do módulo, como também a uniformidade de dados apresentada, apesar de sítios diferentes, evidencia a possibilidade do uso de dados da EBV-1 com aqueles obtidos da EBV-3, podem ser associados para qualquer análise em qualquer dos sítios, aumentando assim a amostragem de dados deste parâmetro.

A necessidade de registrar esta abordagem para determinação dos módulos de elasticidade, como módulo cisalhante, justifica-se pelos baixos valores encontrados, quando comparados a valores encontrados na bibliografia. Módulo de elasticidade para solos obtidos de amostras indeformadas foram registrados na ordem de Megapascal, próximos dos valores obtidos através amostras compactadas, não apresentando grandes variações de valores para os ensaios drenados ou não drenados.

Budhu (2013) registra valores para areias variando de 10 a 80 MPa, desde fofas a compactas, como também para argilas, com valores de 1 a 100 MPa, respectivamente para mole a Rija. Lambe e Whitman (2009) citam valores pouco para material compactados (naturalmente encontrados) com valores variando de entre 14 a 56 MPa, e quando compactos podem atingir o valor entre 35 a 1 GPa, quando confinados a 100 kPa. Ainda Lambe e Whitman (2009) apud

Chen 1978, citam valores para areias finas oscilando entre 182 a 315 MPa e areias grossas entre 105 a 196 MPa, para tensões de confinamento de 100 kPa com cargas repetidas.

Quando verificado demais ensaios triaxial, realizados para os materiais a serem utilizados na construção das barragens do Eixo Leste da Transposição, observa-se uma uniformidade de magnitudes do Módulo de Elasticidade para diferentes solos, destacando-se as “areias de granulação pouco argilosa, com fragmentos de rocha”, região próxima à Barragem de Areias, com módulo de elasticidade E_{50} entre 193 a 150 kPa. Neste sentido, é perceptível as possibilidades de diferentemente materiais, em termos de parâmetros de tensão de deformação, que podem ser encontrados na Bacia Sedimentar do Jatobá.

No Item 2.7, mais especificamente Figura 62 e , foram apresentados os parâmetros de compactação, mais módulo de elasticidade secante para $\varepsilon = 1\%$, $E_{1\%}$, provenientes Pinto et al (1970) e Pinto et al (1971), ambos apud ABMS/ABEF (1998), para solos compactados em solicitações não drenadas que tangem de valores entre 26 a 46 MPa (Figura 62) e 20 e 50 MPa (), para respectivamente solos siltosos e solos areno-argilosos.

Quando comparados os valores de $E_{1\%}$, descritos acima com aqueles valores E_{50} , apresentados na Tabela 46, observa-se que os valores 30 MPa, para a EBV-1 e 28 MPa, para EBV-3, aproximam-se dos limites inferiores encontrados na bibliografia, ou seja, bem mais condizentes com aqueles módulos para solos compactados em solicitações não drenadas, comparando-os com os módulos de elasticidades para solos in natura. Abrindo possibilidade para estimativa de recalques elásticos usando estes parâmetros de elasticidade.

Os baixos valores obtidos não se refletem às condições de campo, pois existem aspectos não relacionado com o ensaio. As amostras ensaiadas tendem a ser preparadas com menos clastos possíveis, em obra aterro compactados podem admitir pedras de até 15 cm de diâmetro, ainda que dependa da especificação técnica que rege o serviço. Estes pedregulhos atribuem rigidez ao aterro e assim aumentando o módulo de deformabilidade.

4.5 PRESSÃO DE EXPANSÃO

São apresentados os métodos e resultados dos ensaios que determinaram a magnitude de expansão para a matriz do conglomerado durante o projeto executivo, como também a expansão para o argilito durante do projeto básico.

4.5.1 Expansão do Conglomerado Compactado

Durante o projeto executivo foram realizados ensaios de pressão de expansão em amostras coletadas da matriz do conglomerado. Os resultados foram apresentados em um relatório dos ensaios que apresentou apenas os valores expansão livre e pressão de expansão. Não há dados adicionais sobre profundidade ou mesmo massa específica ou umidade natural. Contudo, torna-se convenientes para fins de estudos não descartar os valores de pressão de expansão e expansão livre obtidos no sítio da EBV-1, considerando que também se trata de um solo conglomerático, para o qual existe uma matriz mais argilosa, classificada como CL. Os valores são apresentados na Tabela 47.

Tabela 47 – Resultados de Pressão de Expansão e Expansão Livre da EBV-1 e EBV-3, para a matriz do conglomerado compactado.

Barragem	Expansão livre (%)	Pressão de expansão (kPa)
EBV-1 (Conglomerado)	4,5	10
EBV-3 (Conglomerado)	0,8	5

Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

4.5.2 Expansão do Argilito

Durante o projeto básico, a expectativa de expansão na EBV-3 direcionou esforços referentes a mensurar a magnitude de expansão em solos com maior propensão a desencadear comportamento expansivo, neste caso, solos silto-argiloso escuros-avermelhados superficiais foram os primeiros a serem ensaiados.

Inicialmente, a fim de obter a caracterização de materiais para aterro, foi realizado dois ensaios de expansão livre para um material superficial como já citado acima, no sítio de escavação da EBV-3. Nestes ensaios, realizados no edômetro, as amostras receberam uma carga de consolidação, seguidas de inundação e após estabilizar a expansão, sofreram carregamento e descarregamento, resultado em uma expansão livre de 0,62 a 0,52% e em ambas amostras uma pressão de expansão de 33 kPa, ver Figura 127.

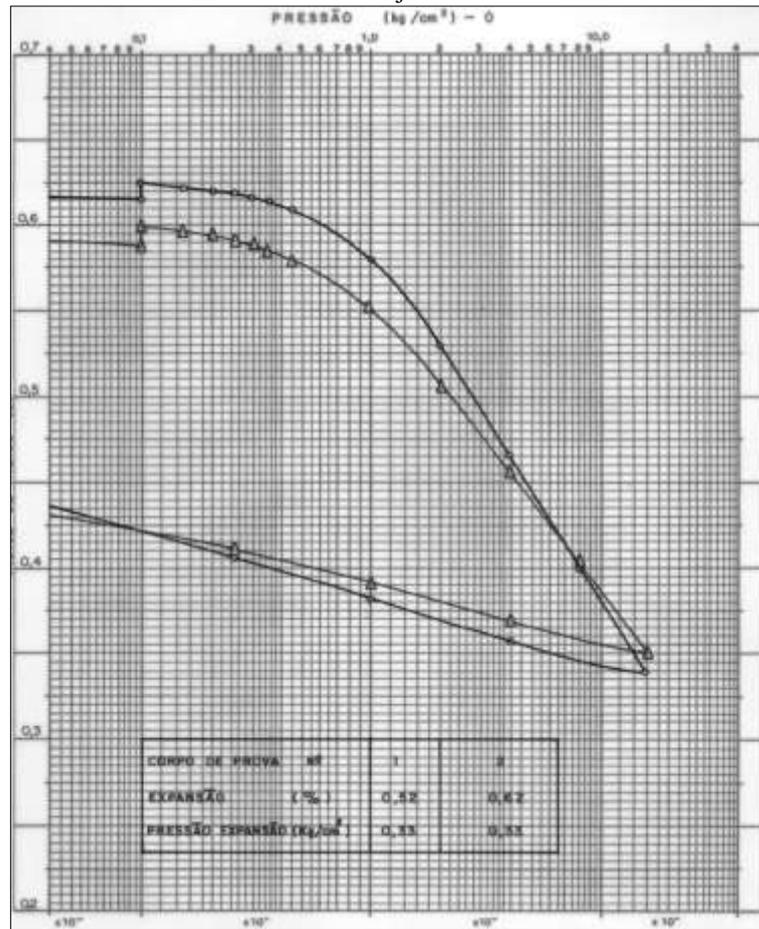
Posteriormente mais uma bateria de ensaios a fim de conhecer a magnitude da expansão foi realizada, no entanto referente à camada de argilito profunda proveniente das sondagens SR-37 e SR-39, totalizado, no projeto básico 7 ensaios realizados, concentrado os ensaios na subsolo de fundação da estação de bombeamento.

As amostras da sondagem SR-37 foram submetidas ao ensaio de pressão de expansão por meio do método de volume constante, no qual se manteve a altura da amostra constante através de aplicação de pequenos incrementos de carga compensando precisamente a mínima deformação da amostra. Uma vez estabilizado o esforço de expansão as amostras da SR-39 foram submetidas as cargas de 2000 kPa (amostra 2) e 2500 kPa (amostra 3) e posteriormente descarregadas progressivamente. Nestes ensaios foram obtidos valores altos de tensão de expansão, 287 kPa e 1710 kPa, ver Figura 128.

Mais dois ensaios foram realizados, contudo com material da sondagem SR-39, para se conhecer a expansão livre e pressão de expansão. Em relação à expansão de livre, esta atingiu valores de 0,8% e uma tensão de expansão de 50 kPa. No tocante aos ensaios pressão de expansão, estes foram realizados volume constante, como nas amostras da sondagem SR-37. Neste caso da pressão de expansão atingiu 180 kPa, ver Figura 129.

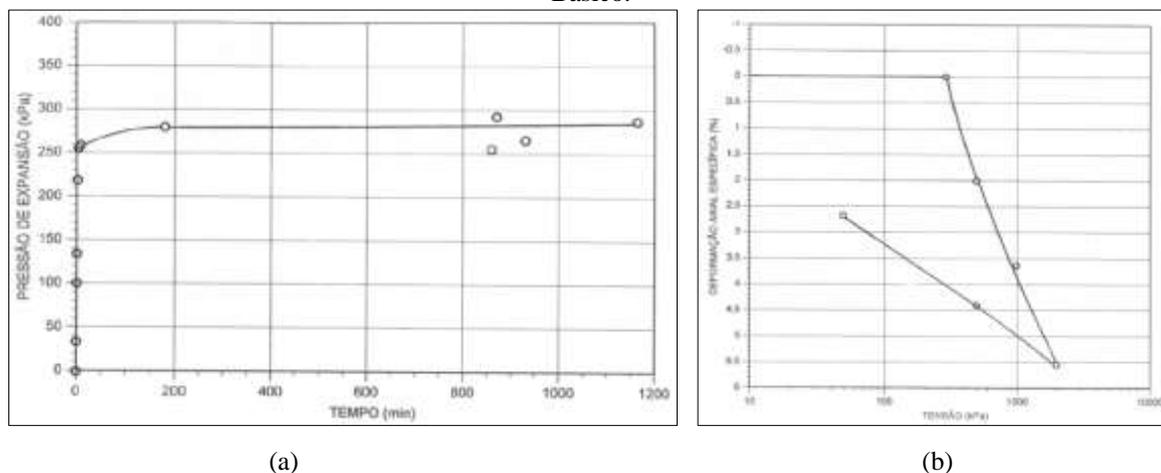
Ao fim da realização de 8 ensaios com o objetivo de se determinar o comportamento de expansão do argilito durante o projeto básico, foi percebido durante o projeto executivo que já não fazia sentido ainda se empenhar em ensaios de pressão de expansão no argilito nesta nova etapa do projeto. Fazendo muito mais sentido verificar se haveria, e qual a magnitude do comportamento expansivo no conglomerado, como já registrado no item 4.5.1.

Figura 127 - Ensaio de Pressão de Expansão de material superficial (solos silto-argilos escuro avermelado) da EBV-3 – Projeto Básico.



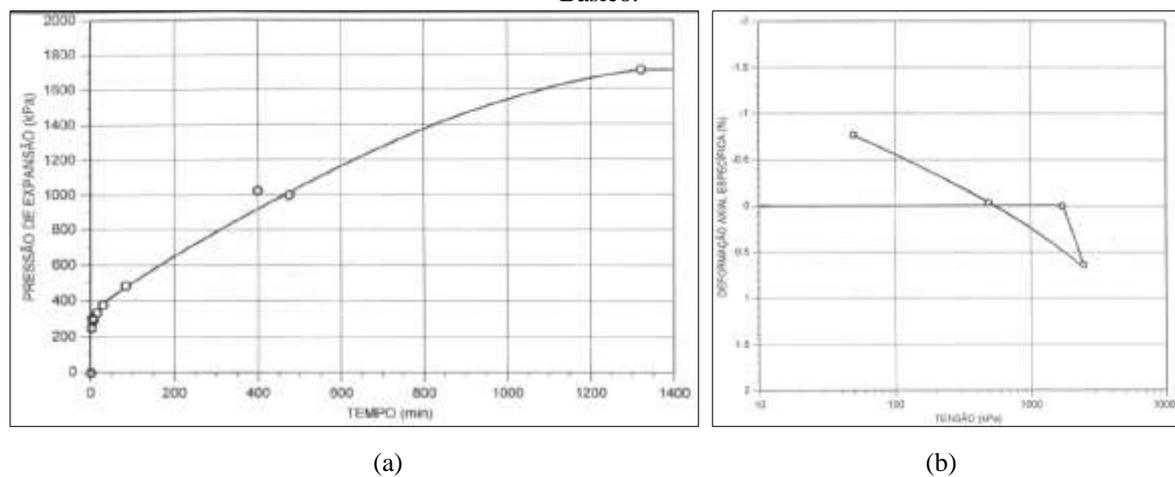
Fonte: MI (2001).

Figura 128 – Ensaio de Pressão de expansão (argilito) a volume constante da EBV-3, amostra 2 SR-37 – Projeto Básico.



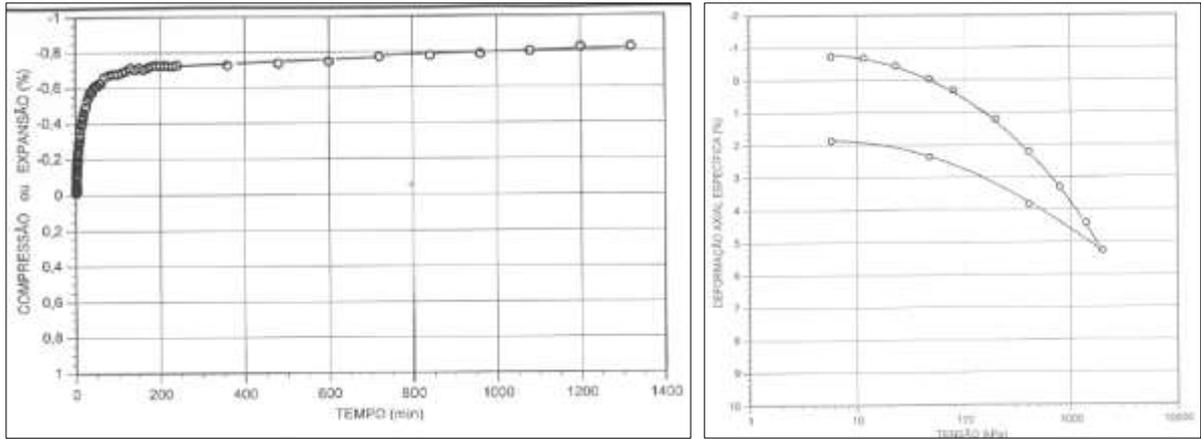
Fonte: MI (2001).

Figura 129 – Ensaio de Pressão de Expansão (argilito) a volume contante da EBV-3, amostra 3 SR-37– Projeto Básico.



Fonte: MI (2001).

Figura 130 – Ensaio de Expansão Livre (argilito) EBV-3, amostra 01 SR-39 - Projeto Básico.

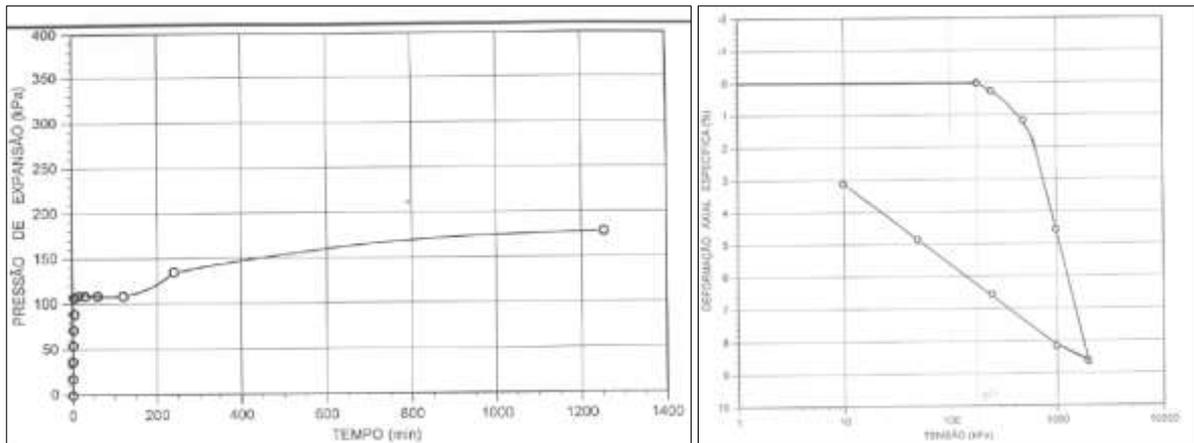


(a)

(b)

Fonte: MI (2001).

Figura 131 - Ensaio de Pressão de Expansão (argilito) a volume constante, amostra 01 da SR-39, Projeto Básico.

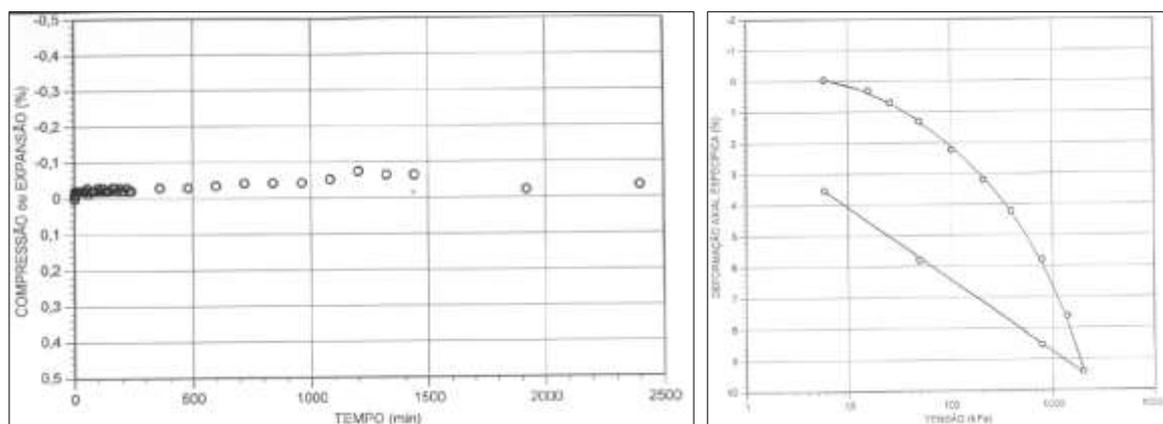


(a)

(b)

Fonte: MI (2001).

Figura 132 - Ensaio de Pressão de Expansão (argilito) a volume variável, amostra 01 SRC-1, Projeto Básico.

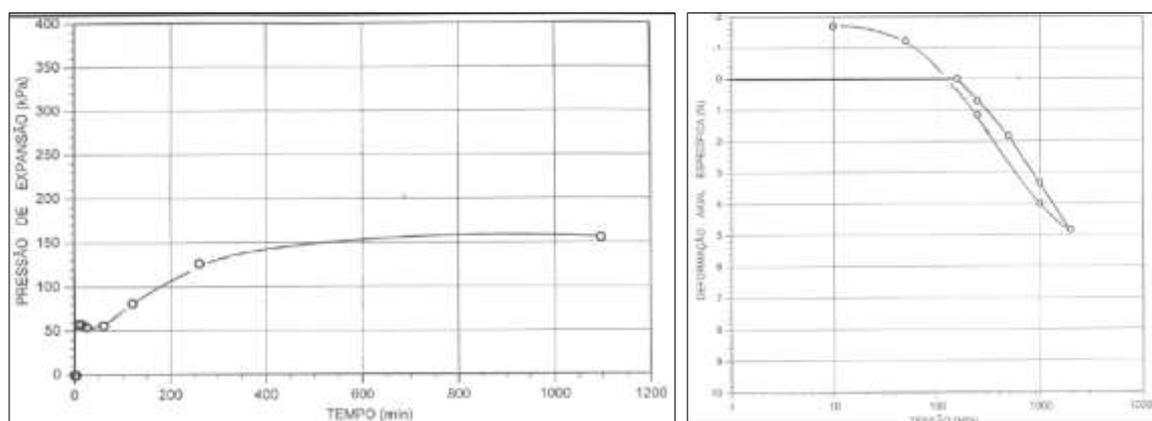


(a)

(b)

Fonte: MI (2001).

Figura 133 - Ensaio Expansão a volume constante (argilito), amostra 01 SRC-1, Projeto Básico.



(a)

(b)

Fonte: MI (2001).

4.5.3 Avaliação do Comportamento Expansivo

O resumo dos ensaios relacionados à expansão livre e pressão de expansão, realizadas no projeto básico e projeto executivo são apresentadas na Tabela 48. Poderá ser observado que foram incluídos os ensaios realizados no sítio de implantação da estação de bombeamento EBV-1, pois o material no referido sítio está situado também na Bacia sedimentar do Jatobá, e também referente ao solo conglomerático.

Os valores de pressão de expansão obtidos durante a investigação da EBV-3, ainda que complementados por valores da EBV-1, mostram uma dispersão estatística de dados muito

significativa e até proibitiva para se definir de maneira analítica um valor para o projeto de fundação da EBV-3.

Os valores obtidos variam de 5 a 1710 kPa, média de 270 kPa, ou seja, e se ainda não considerar o valor mais alto, a amplitude de 282 kPa, (5 a 287 kPa), média de 91 kPa.

Tabela 48 - Pressão de Expansão.

Etapa	# amostra	Local	Tipo de Material	Prof. (m)	Massa Específica (g/cm ³)	h(%)	Expansão Livre (%)	Pressão de Expansão (kPa)	Observação
P. Básico	4855	EBV-3	Solo Silto-argiloso Superficial	0,3	1,833	11,9	0,62	33	Volume Variável
	4855	EBV-3	Solo Silto-argiloso Superficial	0,3	1,857	11,6	0,52	33	Volume Variável
	Am. 2- SR-37	EBV-3	Argilito	28,45-29,95	2,273	5,7		287	A volume constante (inundação e Carregamento)
	Am. 3-SR-37	EBV-3	Argilito	32-32,65	2,273	4,6		1710	A volume constante (inundação e Carregamento)
	Am. 1- SR-39	EBV-3	Argilito	27,66-36,10	2,337	9,8		180	A volume constante (inundação e Carregamento)
	Am. 1-SR-39	EBV-3	Argilito	27,66-36,10	2,276	8,5	0,8	50	Volume Variável
	SRC-1	EBV-3	Argilito	7,90-8,10	2,120	11,56		155	A volume constante (inundação e Carregamento)
P. Exec.	SRC-1	EBV-3	Argilito	7,90-8,10	2,110	11,13	0,06	8	Volume Variável
	-	EBV-1	Matriz do Conglomerado	-	-	-	4,5	10,00	Volume Variável
	-	EBV-3	Matriz do Conglomerado	-	-	-	0,8	5,00	Volume Variável

Fonte: Modificado de MI (2001) e TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

4.5.3.1 Relação com a Profundidade

Observando as informações contidas no ensaio nota-se que as amostras foram retiradas de diferentes profundidades. As amostras ensaiadas de argilito foram extraídas de profundidades variando entre 7 a 36,0 m. Não guardando relações entre a profundidade da amostra e a pressão de expansão. Esta informação pode estar relacionada com o modo de extração da amostra ou com as tensões verticais de carregamento para as quais amostras foram submetidas, não reproduzindo o estado de tensão que estavam submetidas.

4.5.3.2 Relação com a Umidade Natural

No tocante à relação pressão de expansão e umidade natural, as amostras apresentaram uma correlação como mostrado na Figura 134, que relaciona os valores de pressão de expansão com a umidade natural da amostra. Observa-se que quanto menor a o teor de umidade da amostra maiores foram a pressão de expansão de obtidas em ensaio, em uma variação exponencial.

Esta relação pode ser explicada através do potencial matricial, pois dada amostras para o mesmo tipo de solo, a variações volumétricas associadas a expansibilidade estariam ligadas à capilaridade e adsorção de águas no solo (Barbosa, 2013), e estes aspectos seriam maiores quando menor a umidade do solo em questão.

4.5.3.3 Relação com os Ensaio Realizados em Regiões Próximas

Agrupando os valores de pressão de expansão por tipo de ensaio é possível, observar uma uniformidade de valores, com apresentado na Tabela 49 e Tabela 50.

A Tabela 49 apresenta os valores de pressão de expansão por meio do método de volume variável, conforme denominado, pelo projeto básico do PISF, como também definido no item 2.8.4.2 como o Método 1, para o qual, se aplica uma carga de consolidação das amostras, inunda-se, observa desencadear e estabilizar a expansão e submete-a a um carregamento posterior, a pressão de expansão será obtida graficamente.

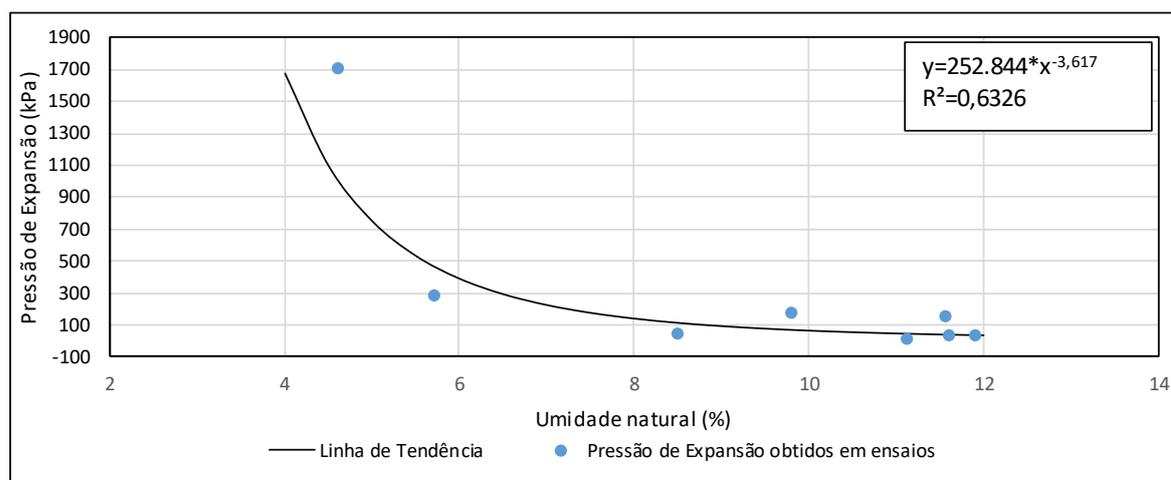
A Tabela 50, apresenta os valores de pressão de expansão obtida por meio do ensaio de volume constante (Método 3 definido no item 2.8.4.2).

Nas tabelas de citadas foram inseridos, os valores de tensão de expansão obtido em solos da cidade de Cabrobó e Petrolândia, conforme BARBOSA (2013) e FERREIRA (2009), com a finalidade comparar os dados obtidos pelo PISF e as referidas pesquisas. Neste sentido é perceptível, na Tabela 49, que a tensão de expansão da argila de Petrolândia se destaca entre as demais, estando bem acima da média.

Todavia, novamente utilizando os dados conforme BARBOSA (2013) e FERREIRA (2009), para os ensaios com realizados para o volume constante, observa-se uma maior uniformidade com os dados do PISF, contudo nenhum dado se assemelha ao valor de 1710 kPa obtido na EBV-3.

Com base Tabela 49 e Tabela 50, os valores de expansão obtidos por ensaios com volumes constantes são maiores em média quase 7 vezes os valores obtidos pelos ensaios de volume variável. Esta proporção é apenas para os valores obtidos nos sítios da EBV-3 e desconsiderando o valor de pico de 1710 kPa. Uma vez considerado a proporção sobre para 25 vezes.

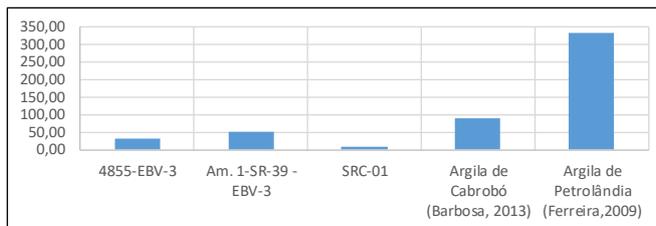
Figura 134 - Relação Umidade Natural x Pressão de Expansão do Solos Finos no sítio da EBV-3.



Fonte: O Autor (2017).

Tabela 49 - Tensão de expansão para o ensaio de inundação e posterior carregamento (Método 2, volume variável).

Amostra	Tensão de Expansão (kPa)
4855-EBV-3	33,00
Am. 1-SR-39 -EBV-3	50,00
SRC-01	8,00
Argila de Cabrobó (Barbosa, 2013)	90
Argila de Petrolândia (Ferreira,2009)	333
Média	102,80



Fonte: O Autor (2017).

Quando se agrupam os ensaios aqui mencionados (conforme na Figura 135), observa-se uma tendência em relação a tensão de expansão dos solos expansivos da Bacia do Jatobá, na qual se insere o Município de Petrolândia e aqueles dados adquiridos durante as fases do projeto PISF. Contudo destaca-se o valor de 1710 kPa. Em termos regionais na Bacia do Jatobá concentra-se tensões de expansão relevantes em torno 240 kPa, quando se exclui o maior valor (1710 kPa). Diferentemente daqueles valores obtidos fora das Bacia do Jatobá, no município

de Cabrobó, de onde parte o Eixo Norte da PISF, tensões de expansão encontram-se entorno de 89 kPa.

Tabela 50 - Tensão de Expansão para ensaio do Método de Volume Constante (Método 3).

Amostra	Tensão de Expansão (kPa)
Am. 2- SR-37-EBV-3	287,00
Am. 3 -SR-37-EBV-3	1710,00
Am. 1- SR-39-EBV-3	180,00
SRC-01	155,00
Argila de Cabrobó (Barbosa, 2013)	87
Argila de Petrolândia (Ferreira,2009)	242
Média	443,50

Fonte: O Autor (2017).

Figura 135 - Tensões de Expansão em função das localidades.



Fonte: O Autor (2017).

4.5.4 Discussão sobre os Valores de Obtidos

Leite, Junior, *et al.* (2012) também reconhecem o valores de tensão de expansão de 1700 kPa, como também reconhecem a grande dispersão no valores. Estes autores indicam de um modo geral o sítio da EBV-3 apresentaram expansão livre de 5 a 10% sob pressão de expansão 150 a 1700 kPa, confirmado assim o alto teor expansivo das camadas de argilito. Desta forma, ainda que apresente-se inicialmente uma discrepância nos dados a região de implantação da estação de bombeamento EBV-3, foi projetada para resistir possíveis solicitações como mostrado na Figura 136, no Capítulo 5.

Conforme os critério de Chen (1975) apud Budhu (2013), apresentados na de tabela Tabela 23, pressões de expansão acima de 100kPa, são consideradas com um Grau de Expansão ‘muito alto’, e nesta situação encontram 5 das 6 amostra ensaiadas a volume constante. Em relação ao potencial de expansão, ou expansão livre, 4 de 6 amostras ensaiadas são classificadas

com potencial de expansão marginal, contudo não alto, conforme o critério de O’Niell (1988) apud Budhu (2013).

A principal análise dos efeitos da expansão do solo sobre a fundação, conforme a norma ABNT NBT-11682-2009, é se a pressão de expansão do solos ultrapassa as cargas aplicadas da fundação sobre o mesmo e neste sentido avaliar os eventos correlatados como esforços circundados a fundação em questão.

Três métodos foram utilizados para o ensaio, com volume variável e solução gráfica, volume constante e volume constante com inundação, carregamento e descarregamento. Contudo os valores apresentam uma dispersão significativa (ver Tabela 48). O menor valor atinge 5 kPa, o valor máximo foi de 1710 kPa (17,10 kgf/cm²) a faixa de valores tem média de 270 kPa, porém apresenta uma dispersão alta para um dado desta importância, o que levaria a dificuldades de se estabelecer para qual pressão o projeto seria adequado. Ainda que se retire o valor mais alto de 1710 kPa, a média dos valores seria 91 kPa, não apresentando uma dispersão confortável para o projetista. Esta situação requer uma análise mais cuidadosa afim de se definir um valor de pressão de expansão para o sítio da escavação da EBV-3.

5 SOLUÇÕES E ANÁLISE DO PROJETO

Nesta seção são apresentadas algumas soluções introduzidas no projeto executivo, e efetivamente construídas, como também seguem variações de detalhes de projeto que visam adequar a obra às situações com solo não convencionais. Também são analisados a estabilidade dos taludes escavados e aterradas com base nos parâmetros obtidos nos no Item 4.

5.1 SOLUÇÃO DE PROJETO PARA A FUNDAÇÃO DA EBV-3

Conforme a Figura 136, o projeto de fundação da EBV-3, previu um aprofundamento da escavação para a Elev. 387,02, criando um leito de implantação da fundação abaixo a antiga camada de argilito. Devido a obrigação de inalterabilidade das cotas de funcionamento das bombas, o posicionamento da estrutura prevista originalmente se manteve constante. A sobre escavação modificou a geometria original prevista da escavação também nas laterais, gerando um espaço a ser preenchido. Com a finalidade de contornar este problema, foi executado um bloco, tronco-piramidal em CCR em volta de toda a estrutura original, com dimensões da base de 28,6 x 30,0 e base superior com 38,6 x 46,9m (4,2 + 30 + 12,7m), ver Figura 136.

A estrutura original da EBV-3 confinada na escavação submete o solo a um acréscimo de tensão de 127 kN/m², com a sobre escavação para retirada da camada de argilito e posterior preenchimento com CCR, totalizando um volume total de 9.719 m³, que conforme as dimensões da base inferior, gera um acréscimo de incrementando 260 kN/m² sobre o novo leito de solo conglomerático que somado a pressão da estrutura de original, totalizam 388 kN/m². Toda esta carga, ou seja, 388 kPa, é aplicada sobre um solo com uma pressão de expansão bem menor, variando entre 5 a 10 kPa.

Deve ser registrado que a camada de argilito retirada, estava próxima àquela com pressão de expansão de 1710 kPa, a 36m de profundidade, ou seja, ainda que se implantasse um reforço gravimétrico na fundação, a carga gerada nos solos ainda não ultrapassaria a pressão de expansão esperada, justificando, desta forma, a necessidade de aprofundar a escavação para se atingir os solos conglomerático mostrando-se uma solução justificável.

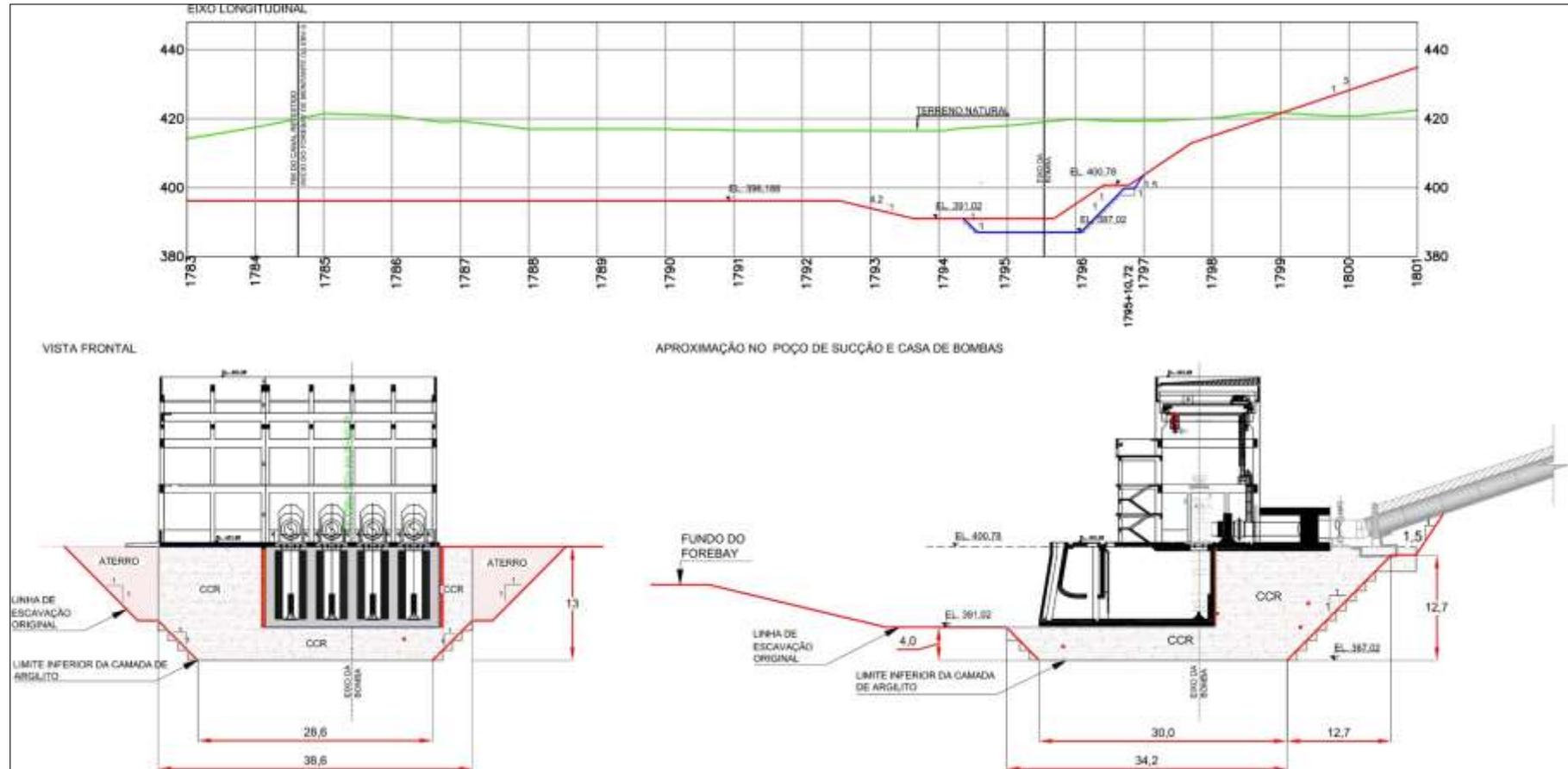
5.2 SOLUÇÕES DE PROJETO PARA SEÇÕES TÍPICAS DO CANAL EM SOLOS EXPANSIVOS

Em relação à possibilidade de solos expansivos, em trechos específicos do canal, existem medidas orientadas pelo Bureau of Reclamation, chancelado pela CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento do Vale do São Fransisco e Parnaíba. Segundo o Bureau, em trecho de canais com solos expansivos, como:

- a) Buscar novos sítio de implantação;
- b) Dimensionar estrutura de suporte contra os esforço do solos expansivos;
- c) Aplicação de contra carga, restringindo o movimento de levantamento;
- d) Retrabalhando o solos;
- e) Controle do teor de umidade;
- f) Estabilizar o solo, (com calagem por exemplo);

Com base em outros projetos de canais de adução dada a situação um o traçado do canal interceptão regiões com solos expansivos algumas medidas em termos de projeto podem ser tomadas. A exemplo do canal de Cupatzio-Carrones (Projetec, 2007), localizadas na região de de Nueva Itália, Estado de Morelia, Mexico, para o qual, sabendo da existencia de solos expansivos em um trecho de 24 km, levou a seção típica do canal a sofre algumas modificações. Trata-se o processo de sobreescavação da porção em escavada da seção hidráulida promovendo um distanciamento do solo expansivo com o revestimento em concreto simples do canal, evitando desta forma problemas futuros com manutenção e perda d'água.

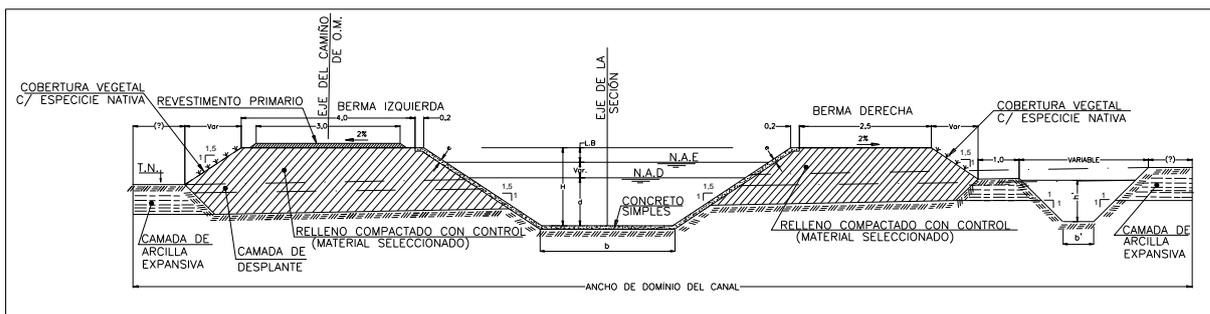
Figura 136 - Esboço do Projeto de Fundação da EBV-3.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

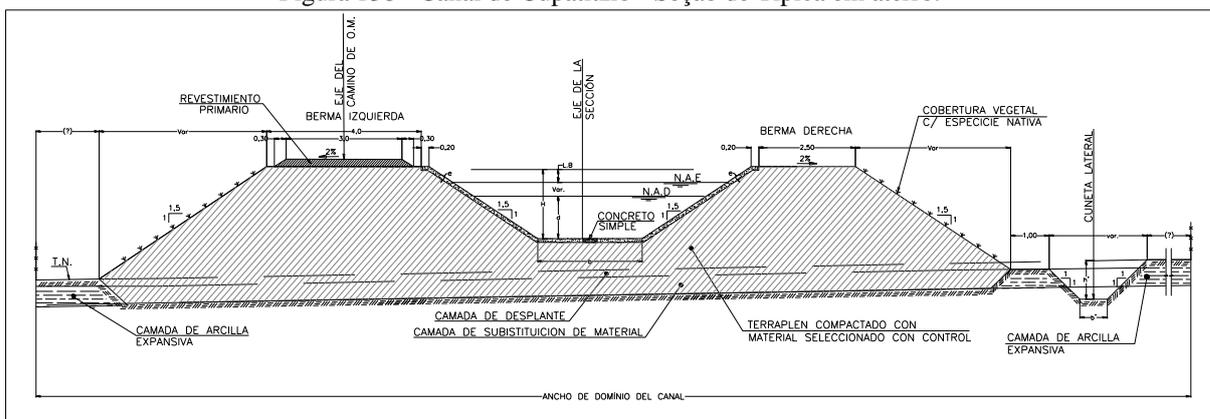
Como o canal está em uma região semi-árida, sobre solo jovem, a camada de argila expansivas encontra-se nos primeiros metros de profundidade, podendo assim ser retirada com raspagem do solo como também escavações não muito profunda. A Figura 137 e Figura 138 apresentam a seção com típica do canal Cupatitzio.

Figura 137 - Canal de Cupatitzio - Seção típica corte e aterro.



Fonte: PROJETEC (2007).

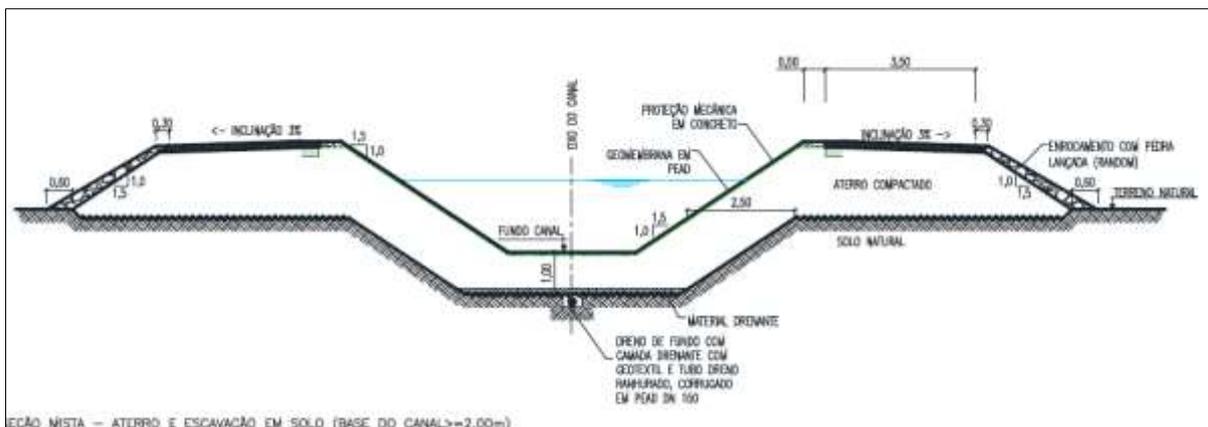
Figura 138 - Canal de Cupatitzio - Seção de Típica em aterro.



Fonte: PROJETEC (2007).

Neste mesmo sentido, segue o projeto do Canal Salitre (Hydros, 2012), em Juazeiro-BA, que constando a existência de solos expansivos na região de implantação do projeto, através de estudos técnicos e econômicos concluíram que a execução do aterro com solos provenientes da escavação, deveria passar por um processo de calagem concomitantemente com um controle rigoroso de compactação. Ao mesmo tempo a porção da seção hidráulica a escavação seria realizada por meio de uma sobreescavação, aterrando posteriormente com o material tratado e distanciando a seção hidráulica do terrenos natural 1,00, conforme apresentado na Figura 139.

Figura 139 - Canal Salitre - Seção Típica Corte e Aterro.



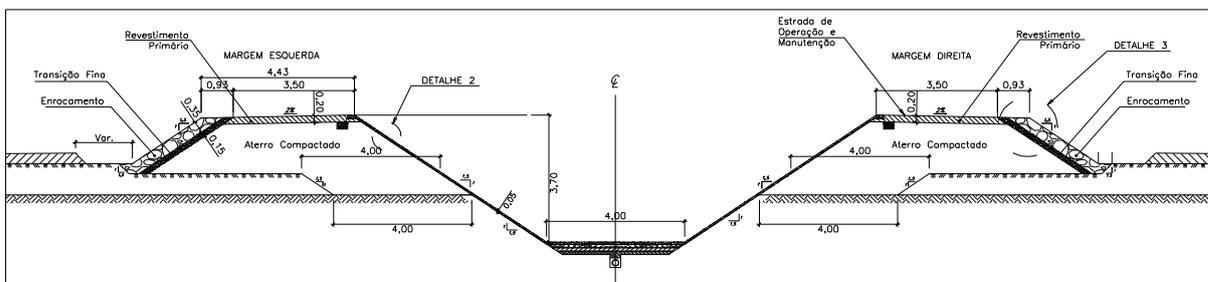
Fonte: HYDROS (2012).

O canal PISF em suas seções típicas, definidas para o Eixo Leste, não previu em projeto, seja básico ou executivo, uma seção típica para trechos com solos expansíveis, apesar de se conhecer a presença deste comportamento de uma maneira geral, como mostrado no Item 3.3.4.2, como também constatado no trecho entre a EBV-1 e EBV-3, ainda que sejam em trechos localizados.

O projeto executivo definiu para seção mista do canal, ou seja, seção na qual existe escavação concomitante com aterro, que tende a ser a melhor para fins de custo do projeto, pois tende a diminuir os transportes referente a empréstimo e regiões de bota-fora.

Nesta seção, conforme apresentado na Figura 140, prevê que o fundo escavado estará inserido sobre um material mais consolidado, utilizado como leito para o revestimento do canal. Pouco mais acima, atingindo o nível do terreno raspado, define-se a retirada de material menos consolidado, substituindo-o por aterro compactado.

Figura 140 - Seção mista (escavação e aterro) típica definida no projeto executivo do Eixo Leste do PISF.



Fonte: TECHNE-PROJETEC-BRLI (2010).

5.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES ESCAVADOS

Com base nos parâmetros geotécnicos acima avaliados é possível realizar diversas análises em termos de estabilidade dos taludes provenientes da escavação e aterro da EBV-3.

A análise de estabilidade dos taludes escavados deve-se ao fato generalização por parte do projeto básico de parâmetro geotécnicos específicos para cada sítio de implantação da estação de bombeamento. Pois o mesmo define de maneira bem sucinta, para fundações os parâmetros provenientes dos ensaios triaxiais drenados, os parâmetros geotécnicos aplicáveis ao projeto foram coesão efetiva c' entre 0,0 a 25,0 kPa, e um ângulo atrito efetivo ϕ' variando entre 23° a 33° e em todos os casos a massa específica de 2,28 g/cm³ (22,8 kN/m³).

Neste sentido, foram realizadas análise de estabilidade em estacas específicas, do trecho do canal escavado (Est. 1784) e forebay (Est. 1794), ambos a montante onde situam-se os mais altos taludes no trecho final do canal (23,0 m) e assim como no forebay (41,0 m). O projeto básico definiu para os taludes escavados da EBV-3 inclinações de 1H:1V. A análise inicialmente se deteve aos solos secos desconsiderando possíveis lençóis freáticos.

O método morgenstern-price foi utilizado para o cálculo usando o programa GEO-SLOPE/W.

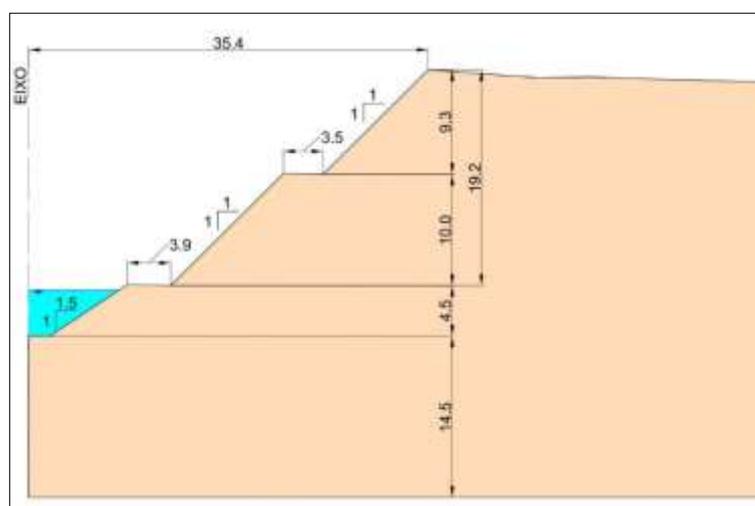
Na análise do maciço reconheceu somente um tipo de solo para cada conjunto de coesão e ângulo de atrito, afim de conhecer a influência sobre a estabilidade do talude escavado, conforme orientação do projeto básico.

Verificando a norma NBR 11682: 2009 – Estabilidade de Encostas, a escavação da EBV-3 enquadra-se como nível Médio de segurança desejada contra às perdas de vidas humanas, considerando o fato da permanência restrita de pessoas no tocante à operação da estação de bombeamento. Em relação ao nível desejado contra danos materiais e ambientais, reconhecer que a estação de bombeamento é uma obra de grande porte e importância, classifica a escavação da EBV-3 como nível Alto. A junção destes níveis de segurança estabelece um fator de segurança de mínimo de 1,5 referente ao deslizamento do maciço escavado desprovido de qualquer estrutura de contenção.

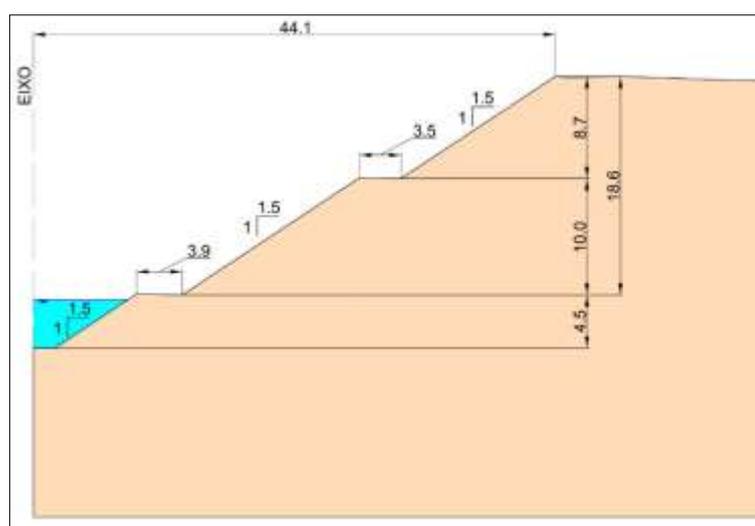
a) Trecho em Canal - Est. 1784

O talude a ser analisado é representado na Figura 141 (a), o qual tem altura de 19,2 m, somados com a profundidade do canal, atinge 23,7 m, largura total de 35,4 m. O talude é composto por lances com altura máxima de 10 m, e inclinação de 1H:1V, conforme a seção típica de escavação inicialmente definida no projeto básico. Figura 141 (b), apresenta-se o talude presente na seção típica definida no projeto executivo.

Figura 141 – Geometria do talude na Est. 1784, Lado direito do canal de montante. (a) Taludes com inclinação de 1H:1V. (b) Taludes com inclinação de 1.5H:1V.



(a)



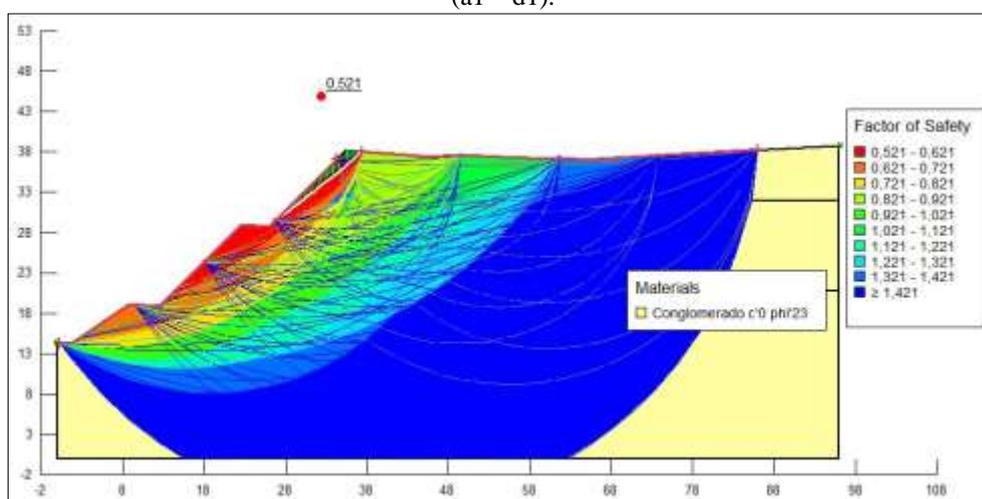
(b)

Fonte: O Autor (2017).

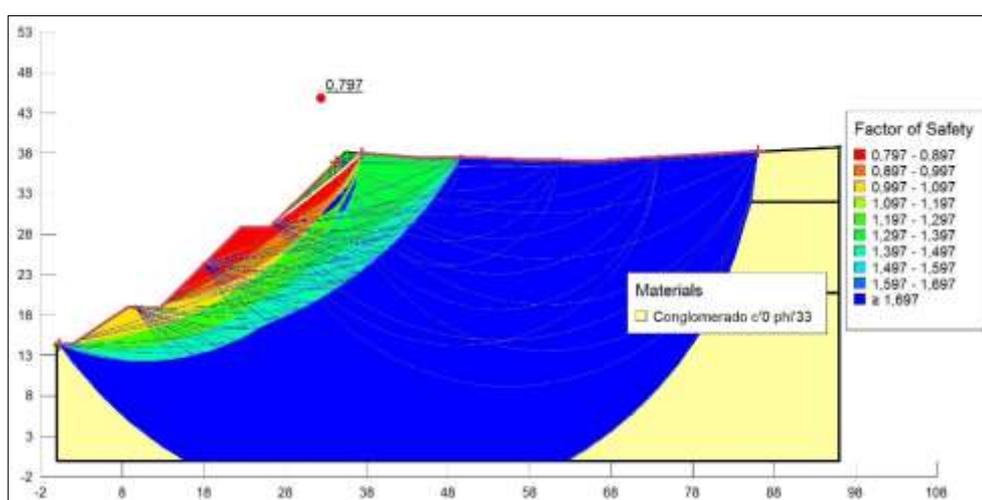
O resultado desta avaliação para a Est 1784 do canal escavado é apresentado na Figura 142, para a qual é possível perceber que apenas solo com coesão de 25kPa e $\phi' = 33^\circ$ atribui um fator de segurança mínimo acima de 1,50 para taludes de com inclinação 1H:1V.

No projeto executivo a seção utilizada é proveniente de uma modificação daquela no projeto básico. Alterando a inclinação dos taludes para 1, 5H:1V ainda que se eleva os custos de escavação. Como apresentado na Figura 143, embora ter havido a modificação da inclinação, somente o solo com coesão de 25kPa seria adequado para esta escavação, gerando assim um fator de segurança mínimo $FS \geq 1,50$, conforme a norma NBR 11.682.

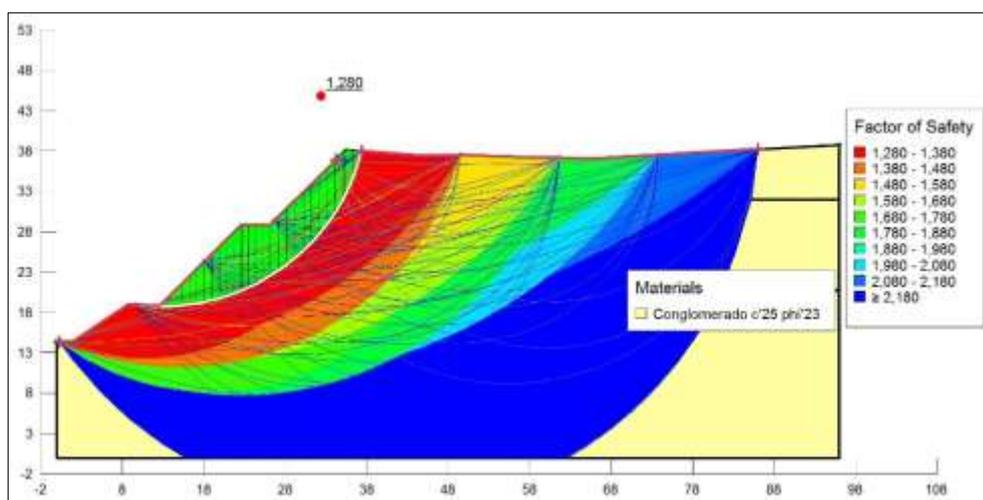
Figura 142 - Est. 1784 - Resultados da análise de estabilidade para os taludes escavados com inclinação 1H:1V (a1 - d1).



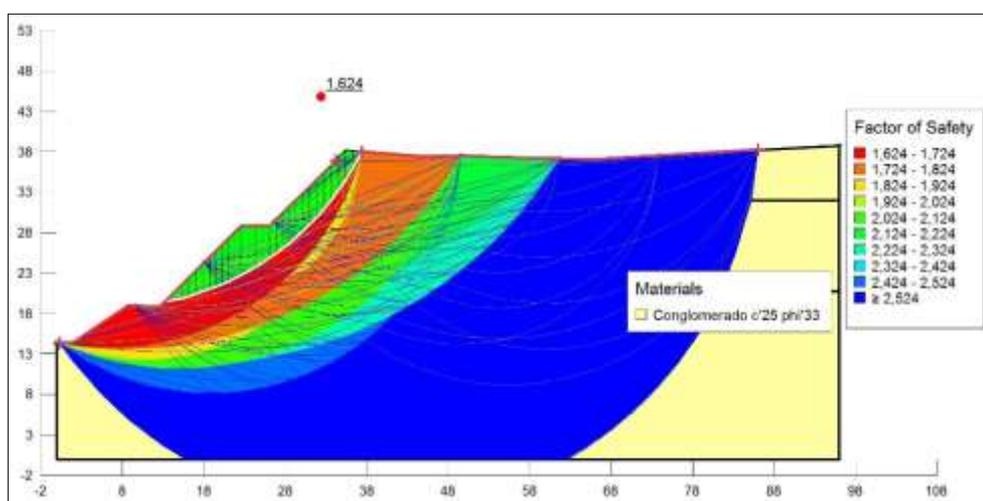
(a1)



(b1)



(c1)

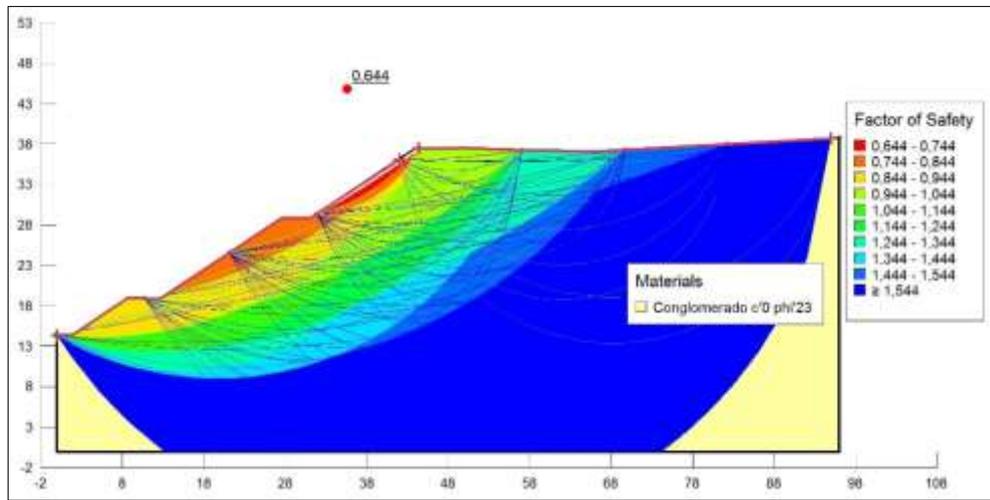


(d1)

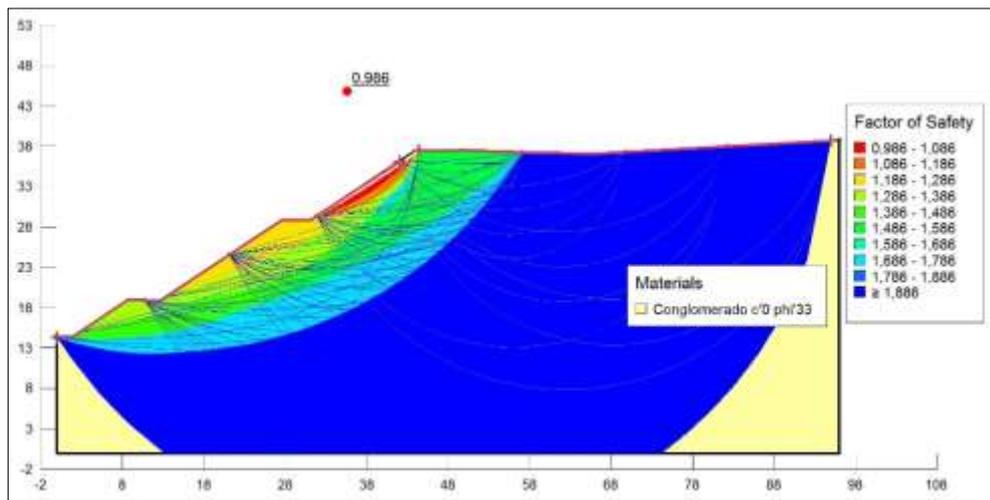
Fonte: O Autor (2017).

Até este ponto, em todos os casos analisados, a parte superior do talude se mostrou aquela com maior possibilidade de ruptura e deslizamento, requerida, portanto, atenção em termo de dispositivos de proteção de taludes, como também na qualidade dos elementos de drenagem de águas superficial.

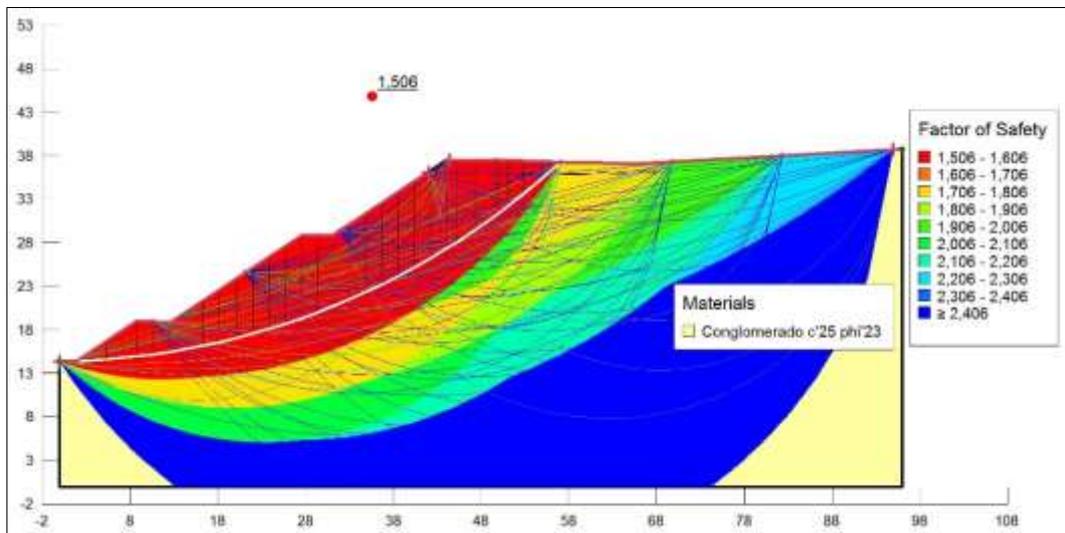
Figura 143 - Est. 1784 – Resultados da análise de estabilidade para os taludes escavados com inclinação 1,5H:1V (a2 – d2).



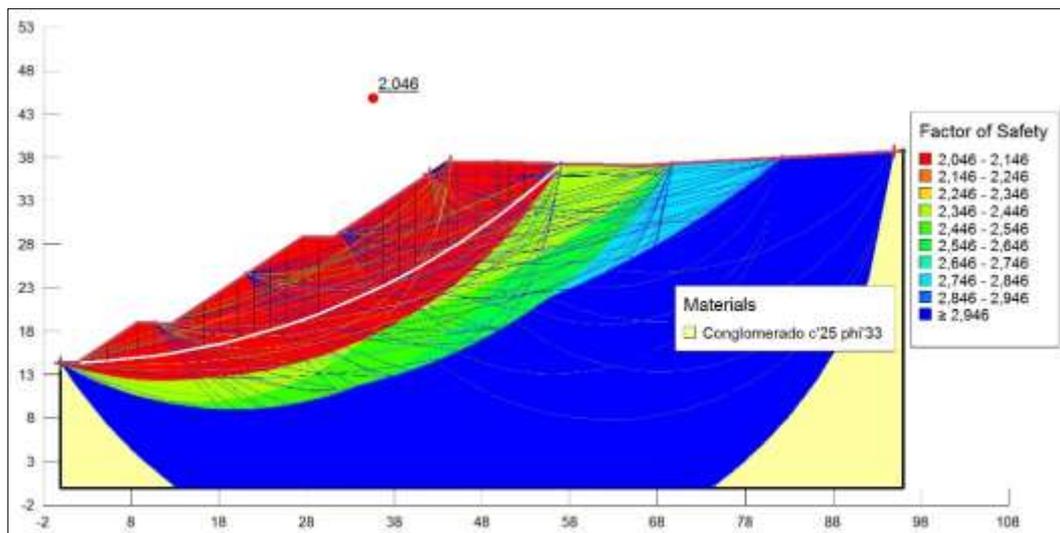
(a2)



(b2)



(c2)



(d2)

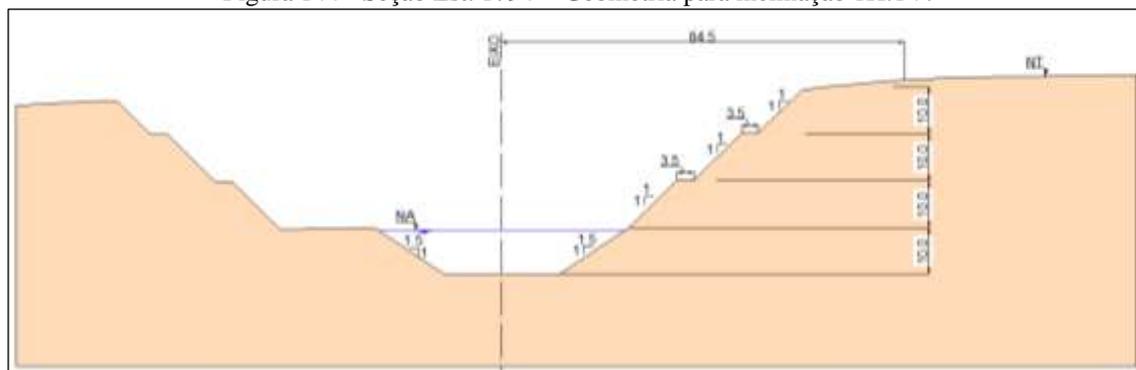
Fonte: O Autor (2017).

b) Trecho do Forebay - Est. 1794

A seção da Estaca 1794 é um trecho de canal mais largo imediatamente antes do poço de bombas da EBV-3. Inicialmente projetada com taludes escavados de inclinação 1H:1V e altura máxima de 10,00 m.

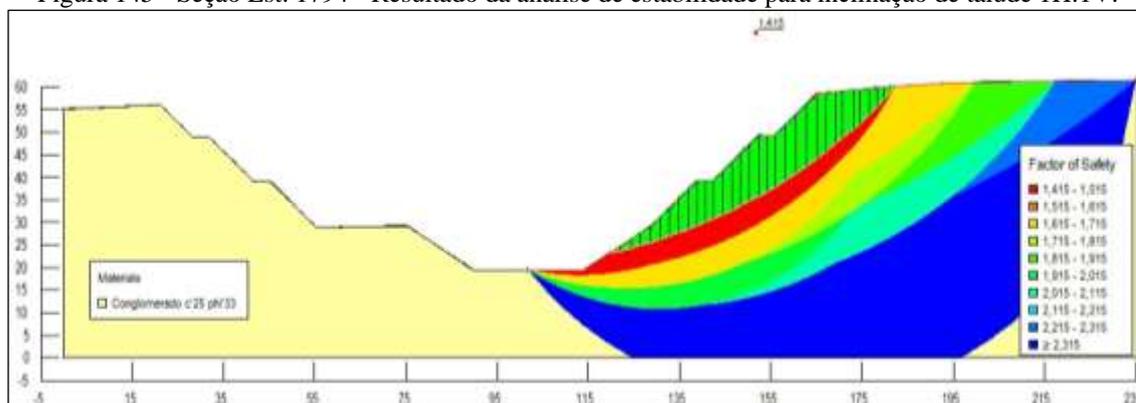
Na análise de estabilidade foram verificados fatores de segurança mínimo menores que 1,5, para todas as possibilidades de solo, ou seja, ainda que variando a coesão de 0 a 25 kPa e o ângulo de atrito de 23 a 33°. Neste sentido mudanças de inclinação são necessárias para suavizar as tensões, haja visto que não seriam previstas obras de contenção no primeiro momento do projeto. As Figura 144 e Figura 145 apresentam a geometria da seção e o resultado da análise de estabilidade com o solo mais resistente respectivamente.

Figura 144 - Seção Est. 1794 - Geometria para inclinação 1H:1V.



Fonte: O Autor (2017).

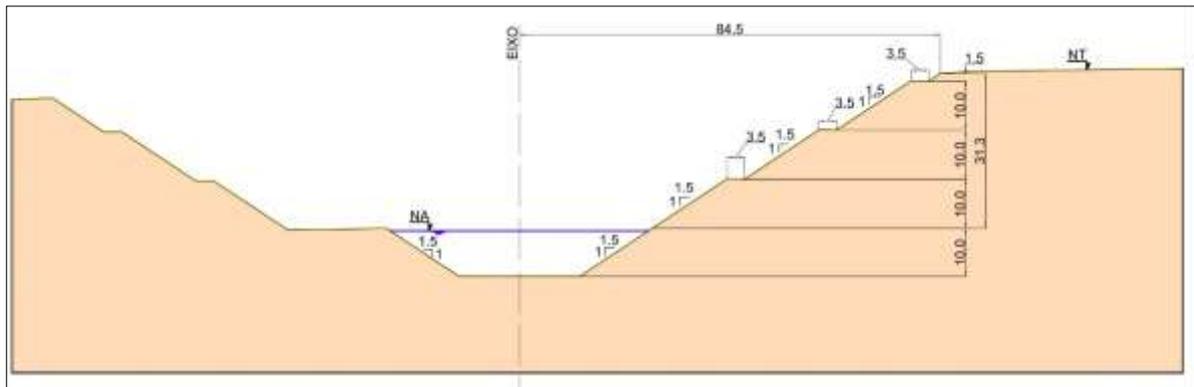
Figura 145 - Seção Est. 1794 - Resultado da análise de estabilidade para inclinação de talude 1H:1V.



Fonte: O Autor (2017).

Modificando a seção da escavação com a alteração da inclinação dos taludes para 1,5H:1V, como previsto no projeto executivo e conforme apresentado na Figura 146, é possível verificar que somente com um solo com coesão de 25kPa e ângulo de atrito 33° a escavação apresente-se segura segundo os requisitos da norma NBR 11682, ou seja, que o fator de segurança mínimo esteja acima 1,5 para as diversas superfícies de ruptura analisadas (Ver Figura 147).

Figura 146 - Geometria do talude na Est. 1794 , Lado direito do canal de montante e taludes com inclinação de 1.5H:1V.

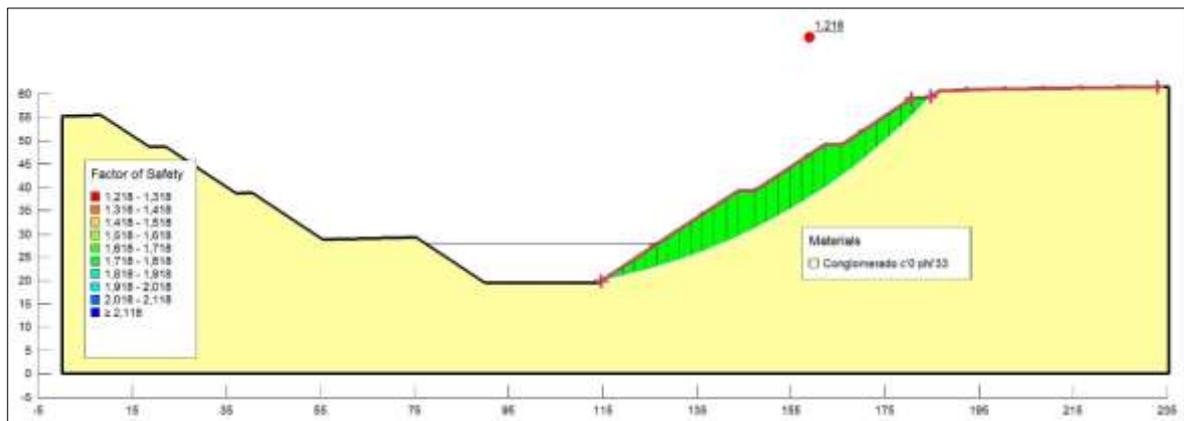


Fonte: O Autor (2017).

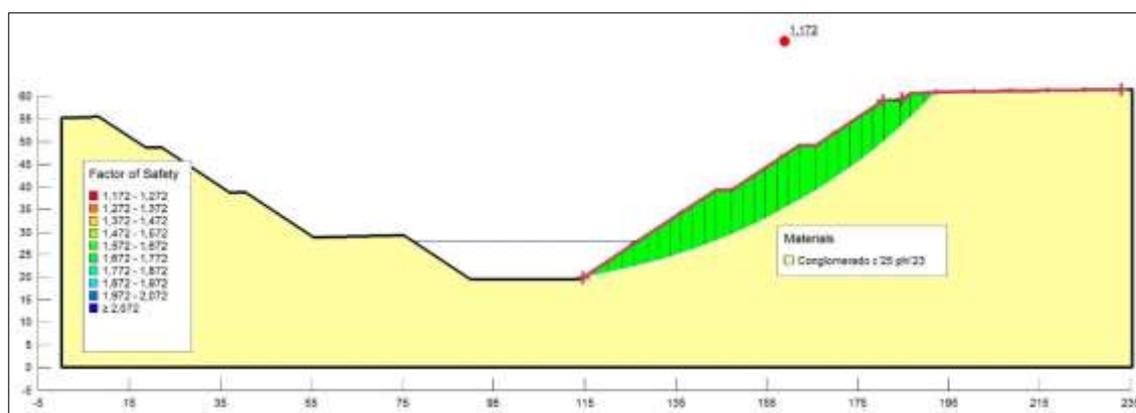
Figura 147 - Est. 1794 - Resultados da análise estabilidade para os taludes escavados com inclinação 1,5H:1V (a3 – d3).



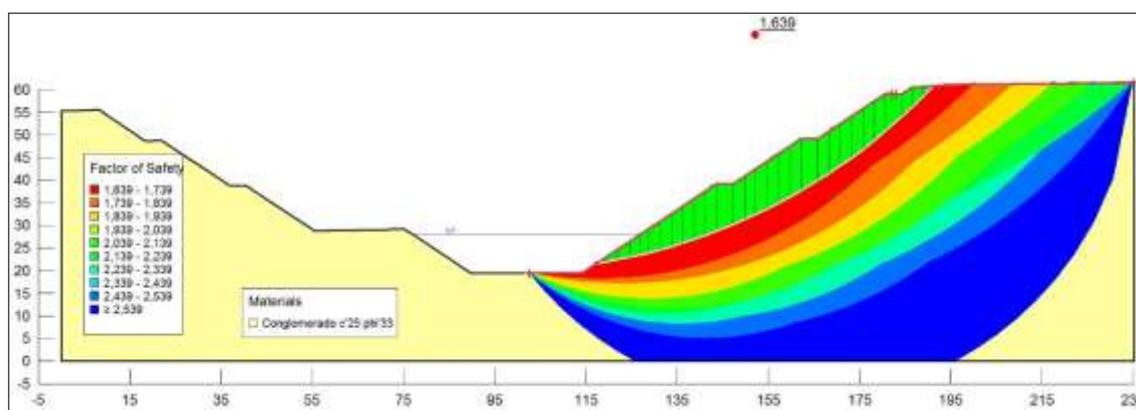
(a3)



(b3)



(c3)



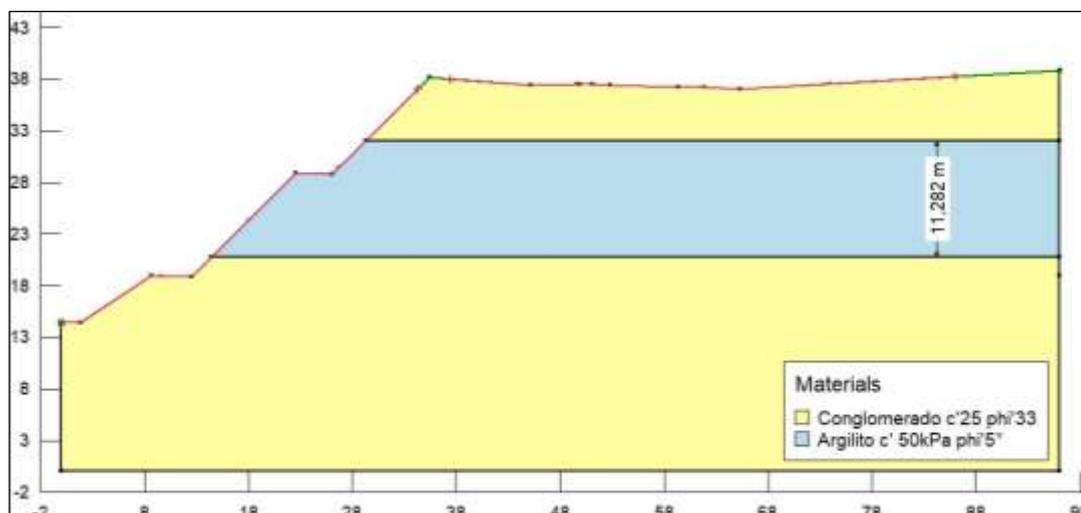
(d3)

Fonte: O Autor (2017).

c) Trecho do Canal - Est. 1784 – Considerando da Camada de Argilito

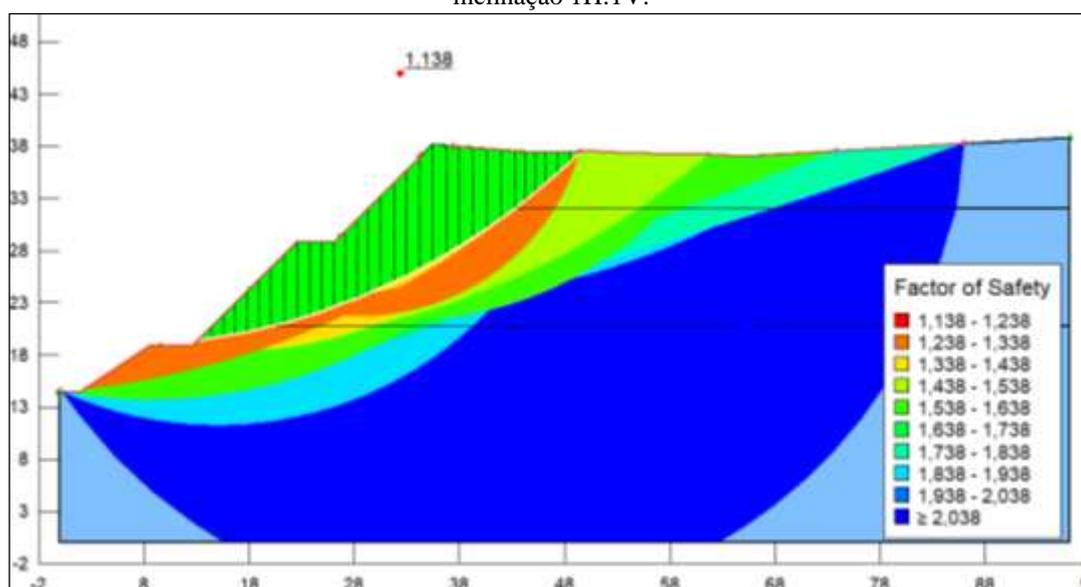
Esta análise da seção da Est. 1784 considerando a presença da camada de argilito de 11 m de espessura, com $c' = 50\text{kPa}$ e $\varphi' = 5^\circ$, apresentou-se instável ($FS_{\text{mínimo}} < 1,5$) para qualquer solo de conglomerado, quando os taludes têm inclinação de 1H:1V. A Figura 148 e Figura 149 apresentam o a seção e o resultado da análise para o conglomerado mais resistente, $c' = 25\text{kPa}$ e $\varphi' = 33^\circ$, neste caso o fator de segurança mínimo foi de 1,13. Diante deste resultado, descarta-se apresentar esta seção para os demais solos, pois apresentaram fatores de segurança mínimos ainda mais baixos.

Figura 148 – Representação da seção Est. 1784 com a camada de argilito e taludes com inclinação 1H:1V.



Fonte: O Autor (2017).

Figura 149 – Resultado a Análise de Estabilidade da seção Est. 1794, com a camada de argilito e taludes com inclinação 1H:1V.



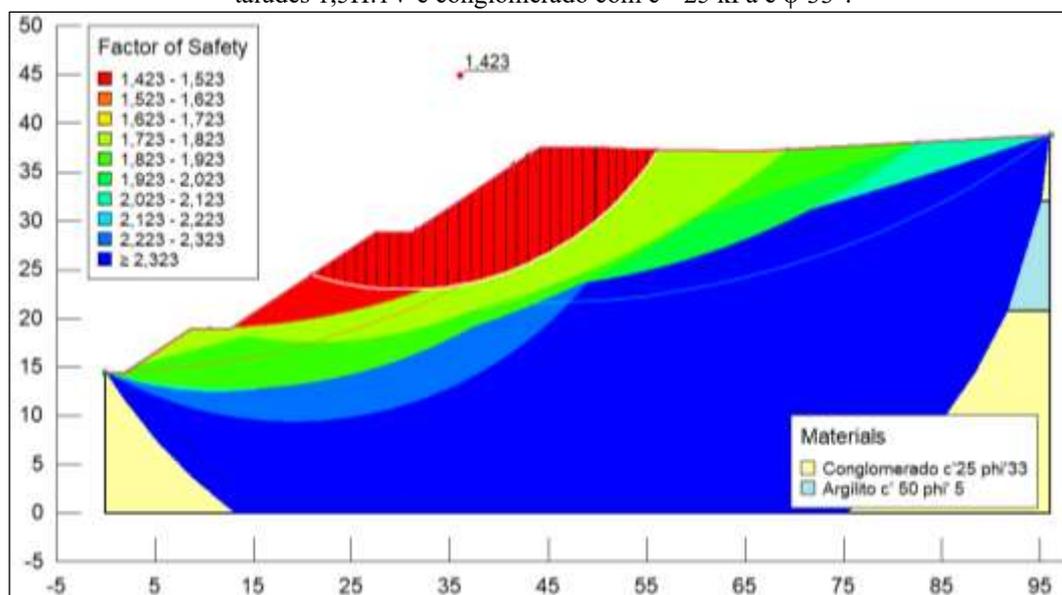
Fonte: O Autor (2017).

Finalmente analisa-se a seção da Est. 1784, com camada de argilito e taludes com inclinação 1,5H:1V, representando a seção prevista no projeto executivo e executada ao final. Para tal o conglomerado será considerado com $c' = 25 \text{ kPa}$, pois foi apenas com estes parâmetros que a seção homogênea se apresentou estável.

Nesta análise todas as possibilidades com variações dos parâmetros de resistência do conglomerado resultaram em fatores de segurança mínimos abaixo de 1,5. A Figura 150

apresenta o resultado para o conglomerado mais resistente, neste caso atingindo apenas um FS de 1,42.

Figura 150 - Resultado da análise de estabilidade para seção Est. 1784, com camada de argilito, inclinação de taludes 1,5H:1V e conglomerado com $c'=25$ kPa e $\phi'33^\circ$.



Fonte: O Autor (2017).

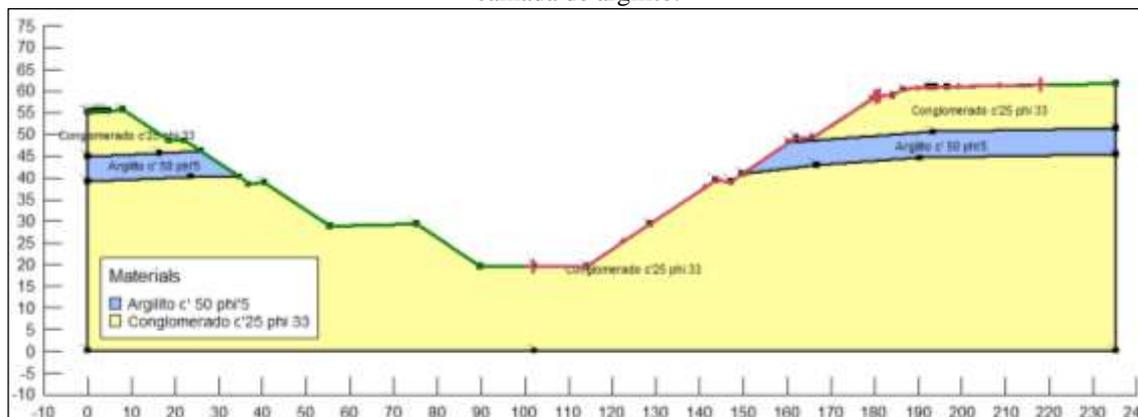
d) Trecho do Forebay – Est. 1794 – Considerando a camada de Argilito

A análise anterior desta mesma seção com o maciço homogêneo e inclinação de taludes 1H:1V, resultou-se instável para todos os valores de parâmetros de resistência e, portanto, não há sentido analisá-la com a camada de argilito de menor resistência.

Neste sentido, analisa-se esta seção com a camada de argilito, $c' = 50$ kPa, e $\phi' = 5^\circ$ (com 5,85 m de espessura), taludes com inclinação 1,5H:1V e conglomerado com $c' = 25$ kPa, e $\phi' = 33^\circ$ (ver Figura 151). A última análise de estabilidade desta seção resultou estável apenas para o conglomerado com estes parâmetros, por isso descarta-se verificar com os demais valores.

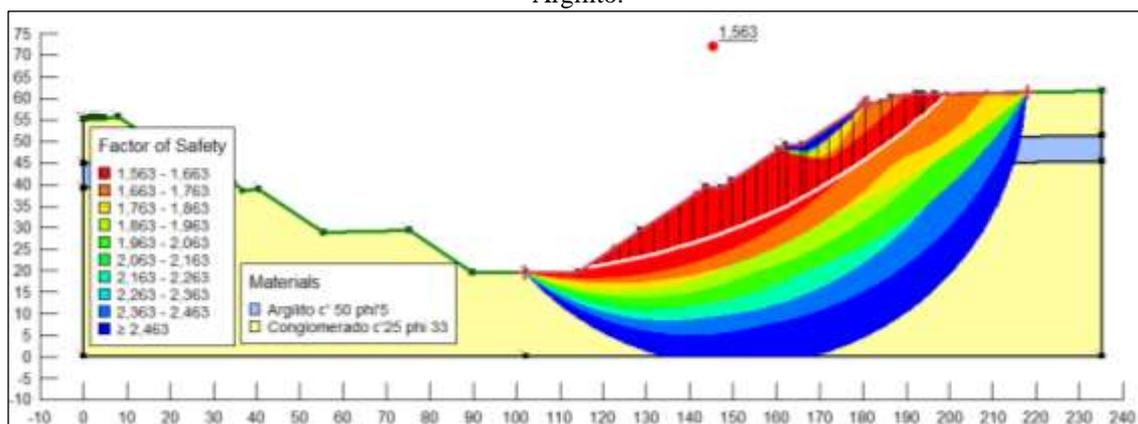
Na análise atual a consideração da camada de argilito (de menor resistência), verificou um fator de segurança mínimo 1,56. O valor anterior (sem a camada de argilito) atingiu 1,63, ou seja, nesta análise houve uma pequena redução de 4%.

Figura 151 - Trecho de Canal 1794 - Geometria e parâmetros para o estudo de estabilidade considerando a camada de argilito.



Fonte: O Autor (2017).

Figura 152 - Trecho de Canal 1794 - Resultado da análise de estabilidade considerando a inserção da camada de Argilito.



Fonte: O Autor (2017).

5.4 ANÁLISE ESTABILIDADE NO TALUDES EM ATERRO

Análise nos taludes de aterro foram realizados no trecho de forebay de jusante, mais exatamente na Estaca 1806 e Estaca. 1807, respectivamente com alturas de 26 m e 24 m e com inclinação do talude de 1,5H:1V. Nesta seção o aterro apresenta-se mais alto sendo este o local com a maior chance de desencadear problemas de instabilidade.

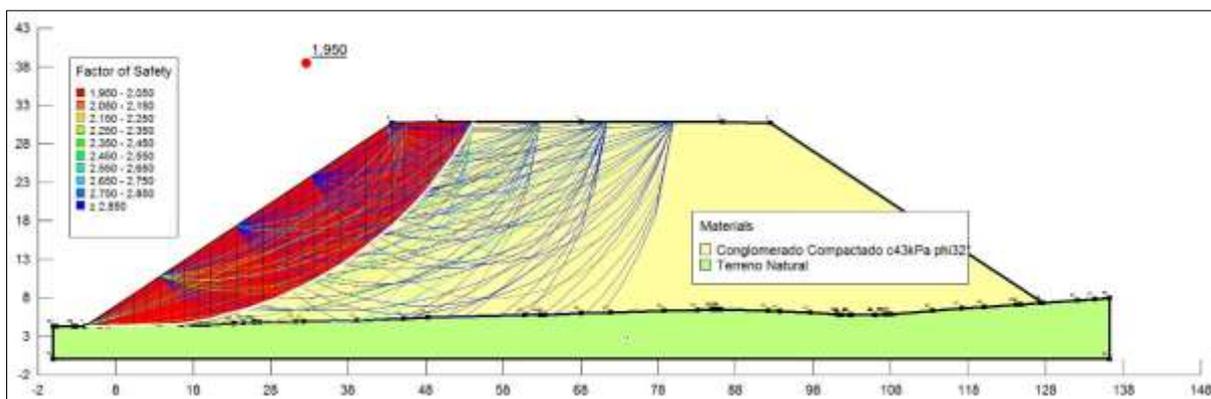
Estes aterros foram executados com material selecionado proveniente da escavação da EBV-3, ou seja, retirados os clastos com diâmetros maiores de 15 cm, deixando somente o material terroso passível de compactação mecânica.

Para a análise de estabilidade, foi utilizado os mais desvantajosos parâmetros geotécnicos relacionados com a resistência dos materiais. Desta forma, foram utilizados aqueles

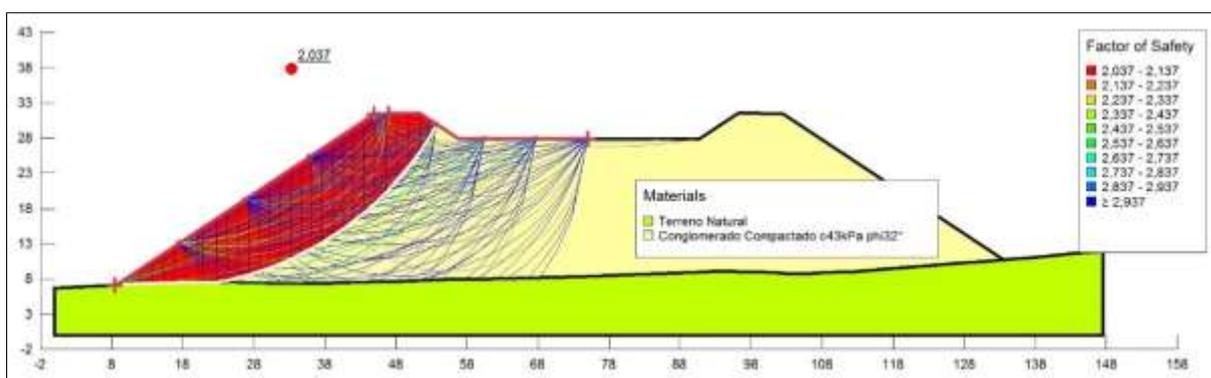
obtidos no ensaio triaxial para o qual a matriz do conglomerado compactado, obteve coesão $c' = 43$ kPa e ângulo de atrito $\phi' = 32^\circ$, já apresentados na Tabela 44.

O resultado da análise se apresentou satisfatório. O fator de segurança foi superior a 1,5, para ambas estacas.

Figura 153 - Resultados da análise estabilidade para os taludes em aterro Est. 1806 (a) e Est 1807 (b).



(a)



(b)

Fonte: O Autor (2017).

5.5 RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES

Conforme apresentado no Item 5.3, foram analisadas as seções das Est. 1784 e 1794, com as variações dos parâmetros resistência ao cisalhamento aplicáveis para solos naturais, de acordo com o projeto básico. Estes parâmetros foram assim atribuídos ao maciço do conglomerado. Foram analisadas também, para cada uma dessas variações, taludes com inclinação 1H:1V conforme o projeto básico e posteriormente taludes com inclinação de 1,5H:1V de acordo com o projeto executivo.

A Tabela 51 e a Tabela 52 apresentam todas as análises realizadas, com as respectivas variações de geometria e parâmetros, verificando os fatores de segurança mínimos e a constatação, ou não de sua instabilidade. Ao total foram 20 (vinte) análises, das quais 16 foram sem a camada de argilito e 4 (quatro) análise de uma segunda etapa com a camada de argilito. Não foram verificadas seções com configurações de inclinação e parâmetros de resistência que se apresentaram instáveis nas análises anteriores, evitando a redundância quando considerada a camada de argilito.

Para a seção Est. 1784 com inclinação de talude 1H:1V e 1,5H:1V inclinação, dos 10 casos verificados apenas 3 casos apresentaram estáveis, aqueles com o conglomerado mais resistente e sem a consideração da camada e argilito.

Em relação à seção da Est. 1794, dos 10 casos apenas 2 dois apresentaram-se estáveis, aqueles com conglomerado mais resistentes, inclinação 1,5H:1V, seja com camada de argilito ou não.

Em relação à análise da seção em aterro com conglomerado compactado das Est. 1806 e 1807, verificou-se a estabilidade do maciço previsto no projeto executivo utilizando os parâmetros mais desfavoráveis obtidos nos ensaios de cisalhamento.

Tabela 51 – Resumo dos resultados de análise de estabilidade das seções Est. 1784 e 1794, sem a camada de argilito.

Seção	Inclinação dos Taludes	Parâmetros do Conglomerado	FS mínimo	Conclusão	Observação
Est. 1784	1H:1V	$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	0,52	Instável	-
		$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	0,80	Instável	-
		$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	1,28	Instável	-
		$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	1,63	Estável	-
	1,5H:1V	$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	0,64	Instável	-
		$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	0,99	Instável	-
		$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	1,51	Estável	-
		$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	2,05	Estável	-
Est. 1794	1H:1V	$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	-	-	Análise Descartada
		$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	-	-	Análise Descartada
		$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	-	-	Análise Descartada
	1,5H:1V	$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	1,42	Instável	-
		$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	0,80	Instável	-
		$c' = 0\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	1,22	Instável	-
		$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 23^\circ$	1,17	Instável	-
		$c' = 25\text{kPa}$ e $\phi' = 33^\circ$	1,64	Estável	-

Fonte: O Autor (2017).

Tabela 52 - Resumo dos resultados de análise de estabilidade das seções Est. 1784 e 1794, com a camada de argilito.

Seção	Inclinação dos Taludes	Parâmetros do Conglomerado	FS mínimo	Conclusão	Observação
Est. 1784	1H:1V	$c' = 25\text{kPa}$ e $\varphi' = 33^\circ$	1,138	Instável	-
	1,5H:1V	$c' = 25\text{kPa}$ e $\varphi' = 33^\circ$	1,423	Instável	-
Est. 1794	1H:1V	$c' = 25\text{kPa}$ e $\varphi' = 33^\circ$	-	-	Análise Descartada
	1,5H:1V	$c' = 25\text{kPa}$ e $\varphi' = 33^\circ$	1,56	Estável	-

Fonte: O Autor (2017).

5.6 SÍNTESE

Neste capítulo foram vistos que dada a situação em que se encontrava no cenário temporal do projeto, levando à necessidade de modificações durante o período de obra, neste caso a identificação do argilito na mesma localidade onde se encontrou a mais alta pressão de expansão, justificou a troca de solo por concreto compactado a rolo, como forma assegurar a fundação da estação de bombeamento dos possíveis efeitos da expansão do argilito.

Ainda diante de uma região grande com possibilidade de solos expansivos, o projeto não efetivou uma solução em termos de seção de típica para trecho de canal com solos com tal característica, como visto em outros projetos de canais, para os quais nem sempre a solução de substituição de solos foi utilizada.

Por último, foram analisadas as definições em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento e geometria prevista para os taludes escavado. Conforme a análise, as referidas definições iniciais levavam à instabilidade dos taludes, necessitando, portanto definir uma nova inclinação (1,5H:1V), para assim atingir a estabilidade, como também se enquadra ao fator de segurança desejável.

6 CONCLUSÕES

Os resultados e conclusões desta dissertação foram apresentados e discutidos ao longo dos capítulos anteriores e resumidamente apresentadas a seguir:

- a) As campanhas de sondagens durante as fases de projetos básico e executivo baseadas em sondagens a percussão e sondagens rotativas não foram suficientes para atender a necessidade de parâmetros geotécnicos requeridos afim de caracterizar o subsolo a ser escavado. Poucas informações de resistência a penetração e lacunas em relação a extração e qualidade dos testemunhos levaram a generalizações que empobreceram de informação para futuras análises.
- b) Evidenciou-se, diante disto, também a impossibilidade de coleta de amostras indeformadas (durante a fase dos projetos) que possibilitaram ensaios mais elaborados em camadas de solos profundas e de alta resistência, como no caso da armada do argilito, reforça, neste caso, a necessidade de obtenção de parâmetros por meio de ensaio *In situ*. Na escavação da EBV-3, os furos de sondagens realizados, SPT e rotativas, poderiam ser reaproveitados para a realização de outros tipos ensaios como pressiômetros e/ou dilatômetros.
- c) O carácter de solo de alteração de rocha, com a presença de clastos, possibilitou caracterizar adequadamente a matriz do conglomerado quando compactada afim de uso para as seções de aterro (Forebay de jusante), em termos de parâmetros de resistência. Contudo verificou-se a cautela no uso da faixa de valores de parâmetros de resistências ao cisalhamento generalizados e aplicados às seções escavadas da EBV-3, requerendo um olhar atento do executor na qualidade dos solos, agora escavado, lançando mão de novas sondagens e/ou outros métodos, para melhor compreender seu comportamento de uma escavação de tamanha importância.
- d) Verificou a influência do planejamento da investigação na caracterização do subsolo. O período de realização da investigação, durante o projeto executivo, não ofereceu condições de obter a resistência a penetração ou mesmo as variações da altura do lençol freático na escavação da EBV-3, concomitante com a obtenção mais

precisa de valores dos demais parâmetros, visando caracteriza-lo em uma situação de maior vulnerabilidade do maciço.

- e) Por último, esta dissertação trouxe à luz um exemplo da importância do olhar cuidadoso sobre as informações geotécnicas requisitadas para uma obra da magnitude do PISF e em especial a estação de bombeamento EBV-3 e seus componentes. Requerendo, desta forma, sair das práticas comuns, seja planejando diferentes etapas de realização, como também tipos não tão usuais investigações, visando evitar abstrações e/ou correlações, pois, como visto, o seu uso carregam imprecisões não compatíveis com os riscos e custos da obra em questão.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: estabilidade de encostas, Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502** - rochas e solos. Rio de Janeiro. ABNT, 1995.

AGUILERA, C. E. **Aplicação de Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração**. 2009. 157f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

BARBOSA, V. **Estudo do Comportamento Geotécnicos de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal**. 2013. 111f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

BORSELL, L. **Geotecnia I (2017/2018)**. 2013. Universidad Autónoma de San Luis Potosí - Fac. de Ingeniería – UASLP. Disponível em: http://www.lorenzo-borselli.eu/geotecnia1/Geotecnia_1_parte_V.pdf. Potosí, Acesso em: 10 fev. 2017.

BOSZCZOWSKI, R. B. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaise de Curitiba**. 2008. 577f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

BUDHU, M. **Fundações e Estruturas de Contenção**. Rio de Janeiro. LTC, 2013.

CACILHAS, F. **Estudos de investigação geológica no projeto de barragens de aterro e análise de risco de projeto: estudo de caso: Barragem de Moamba-Major**. 2015. 51f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade de Lisboa. Lisboa, 2015.

CARVALHO, L. H. **Patologia dos Solos nas Barragens de Terra**. Fortaleza. DNOCS, 2006.

CHEN, F. H. **Foundation on Expansive Soils**. Denver. Elsevier, 1988.

COLOMBIA, U. N. **Geomecânica, Consolidación**. 2017. Universidade Nacional de Colombia. Capítulo 9. Disponível em: <http://www.bdigital.unal.edu.co/53252/46/consolidaciondesuelos.pdf>. Acesso em: 10 fev. 2017.

COSTA, W. D. **Geologia de Barragens**. São Paulo. Oficina de Texto, 2012.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa Geodiversidade do Estado de Pernambuco**. 2010. Disponível em: <http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/handle/doc/14707>. CPRM, 2010. Acesso em: 20 dez. 2016.

CPRM - SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Rochas**. 2016., Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/Redes-Institucionais/Rede-de-Bibliotecas--Rede-Ametista/Canal-Escola/Rochas-1107.html>. Acesso em: 26 mar. 2016.

DAY, R.. **Foundation engineering handbok**. 2. ed. San Diego: McGraw-Hill, 2010.

DOKUCHAEV, V. V. **Major Factor of Soil Formation**. 2017.

Disponível em Slide Share: <http://slideplayer.com/slide/4196043/>. Acesso em 10 out. 2016.

FERREIRA, S. R., & FERREIRA, M. d. Mudanças de um volume devido à variação de teor de água em um Vertissolo no Semiárido de Pernambuco. 2009. **Revista Brasileira de Ciências de Solos** [online]. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S0100-06832009000400004>. Acesso em: 25 ago. 2017.

FERREIRA, S. R., AMORIM, S., & SILVA, M. A. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do estado de Pernambuco**. 2008. 263f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Pernambuco, Recife. Disponível em: https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/5707/1/arquivo6367_1.pdf. Acesso em 11 nov. 2016.

FIORI, A. P., & CARMIGNANI, L.. **Fundamentos de mecânica das rochas e dos solos: aplicações na estabilidade de taludes**. 2. ed. Curitiba. Oficina de Textos, 2011.

FREDLUND, D., & RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. Wiley-Interscience Publication, 1993.

HACHICH, W., FALCONI, F., Luiz Saes, J., Frota, R., Carvalho, C., & Sussumu, N. **Fundações Teoria e Prática**. 1998. 2. ed. ABMS/ABEF. São Paulo. Pini, 1998.

HYDROS ENGEHARIA LTDA. **Projeto executivo e apoio à fiscalização e supervisão das obras da etapa 2 do Canal do Salitre**. Juazeiro, 2012.

Jornal do Comércio. **Moradores do sertão e do agreste sem esperança de receber água da transposição**. 2015. Disponível em: <http://jconline.ne10.uol.com.br/canal/cidades/noticia/2015/03/02/moradores-do-sertao-e-do-agreste-sem-esperanca-de-receber-agua-da-transposicao-170351.php>. Acesso em: 26 jul. 2016.

JUNIOR, M. A. Propriedade geotécnica de um solo compactado com ou sem adição de cal. 2010. 16f. **Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental**. ABGE. Disponível em https://www.abge.org.br/downloads/revistas/RevisrevistaABGE_Propriedades_geootecnicas.pdf. Acesso em: 13 out. 2016.

LAMBE, T. W., & WHITMAN, R. V. **Mecânica de los suelos**. Limusa, 2009.

LEITE, H. E., Junior, O. F., Jucá, J. F., & Ferreira, S. R. Ocorrência de solos expansivos no âmbito do projeto de integração do rio São Francisco nos lotes 09 e 10 do eixo leste. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA, 16., 2012. Ipojuca. **Anais [...]**. Recife: COBRAMSEG, 2012.

MACFEE, R. P. **Geotechnical engineering II: Laboratory Testes to Determine Shear Strenght of Soil (ENGI 6723)**. 2008. University of Alberta. Disponível em:

<https://pt.scribd.com/document/266940540/2008F-ENGI-6723-Guest-Lecture-McAfee>. Acesso em: 20 dez. 2017.

MACHADO, F. B. **Rochas sedimentares**. 2016. Universidade Estadual Paulista - Departamento de Petrologia e Metalogenia - Museu de Minerais, Minérios e Rochas Heinz Ebert. Disponível em: <http://www.rc.unesp.br/museudpm/rochas/sedimentares/silito.html> Acesso em 10 de Fevereiro de 2016. Rio Claro, 2016.

MACHADO, F. B. **Folissilicatos**. 2016. Universidade Estadual Paulista - Departamento de Petrologia e Metalogenia - Museu de Minerais, Minérios e Rochas Heinz Ebert. Disponível em: <http://www.rc.unesp.br/museudpm/rochas/sedimentares>. Acesso em: 04 abr. 2017.

MARANGON, M. **Resistência ao cisalhamento de solos**. 2009. Mestrado (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia - Núcleo de Geotecnia. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/07-MS-Unidade-05-Resist%C3%Aancia-Parte-2-2013.pdf>. Acesso em: 04 abr. 2017.

MELFHI, A. J., Montes, C. R., Carvalho, A., & Forti, M. C. Use of pedological Maps in the identification of sensitivity of soils to acidic deposition: application to Brazilian soils. 2004. **Anais da Academia Brasileira de Ciências**. Disponível em: https://www.scielo.br/scielo.php?pid=S0001-37652004000100012&script=sci_abstract. Acesso em: 04 abr. 2017.

MI - Ministério da Integração Nacional. **Projeto Básico - Trecho V: Eixo Leste: R9 Geologia e Geotecnia**. 2001. Brasília, 2001.

MI, Ministério da Integração Nacional. **Transposição do Rio São Francisco: Projeto Básico, trecho V, eixo leste: Descrição do projeto**. Brasília, 2001.

MI, Ministério da Integração Nacional. **Projeto da Transposição do Rio São Francisco: Eixo Leste: Trecho V - Lote C - Vol. Seção Típica do Canal**. Brasília, 2009.

OLIVEIRA, A. M., & BRITO, S. N.. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 2002.

PERTA. 2016. **Catálogo de produtos**. Disponível em: <http://www.perta.pt/produtos/point-load-test-indice-de-forca/>. Acesso em 13 abr. 2016.

PINHO, Â. B. **Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência: o flysch do baixo alentejo**. 2003. 283f. Dissertação (Doutorado em Geologia) - Universidade de Évora. Évora, 2003.

PRESS, F., SIEVER, R., GROTZINGER, J., & H. JORDAN, T. **Para entender a terra**. 4. ed. Porto Alegre: Bookman, 2008.

PROJETEC, P. T. **Projecto hidroagícola de michoacán**. Recife-PE, 2007.

ACHE TUDO NA REGIÃO. **Ache tudo na região**. 2017. Disponível em: http://www.achetudoeregiao.com.br/animais/materias_primarias.htm. Acesso em: 10 fev. 2017.

S.A. PAULISTA. **Transposição do Rio São Francisco**. 2014. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=RisgWoz-JTs>. Acesso em: 10 fev. 2017.

S.A. PAULISTA. **Fotos da transposição do rio São Francisco**. Custódia, 2015.

SHNAID, F., & ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2012.

SUGUIO, K.. **Geologia sedimentar**. São Paulo: Blucher, 2003.

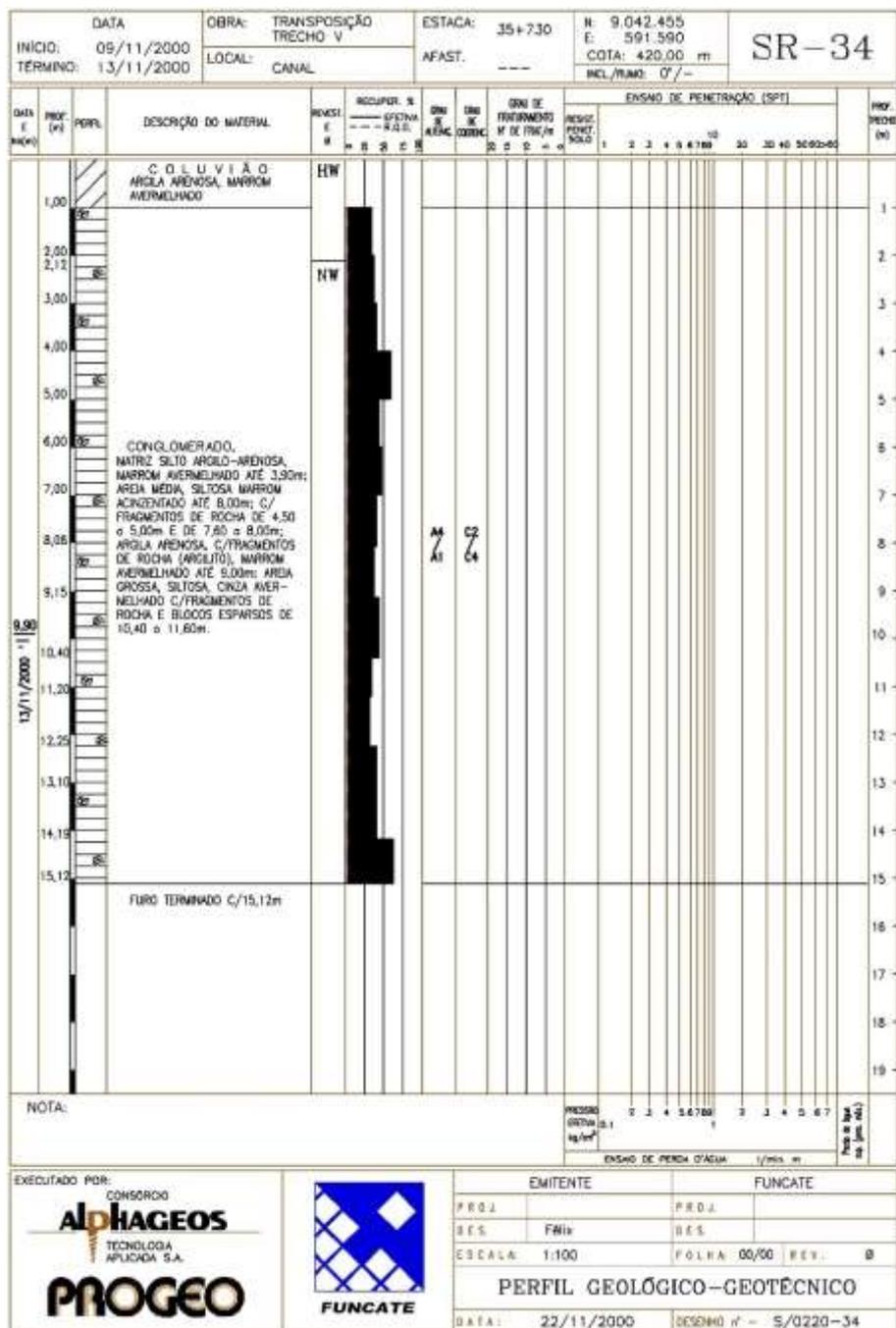
TECHNE-PROJETEC-BRLI, C. **Projeto Executivo do PTSF**: Relatório Fotográfico: Escavação EBV-3. Recife, 2010.

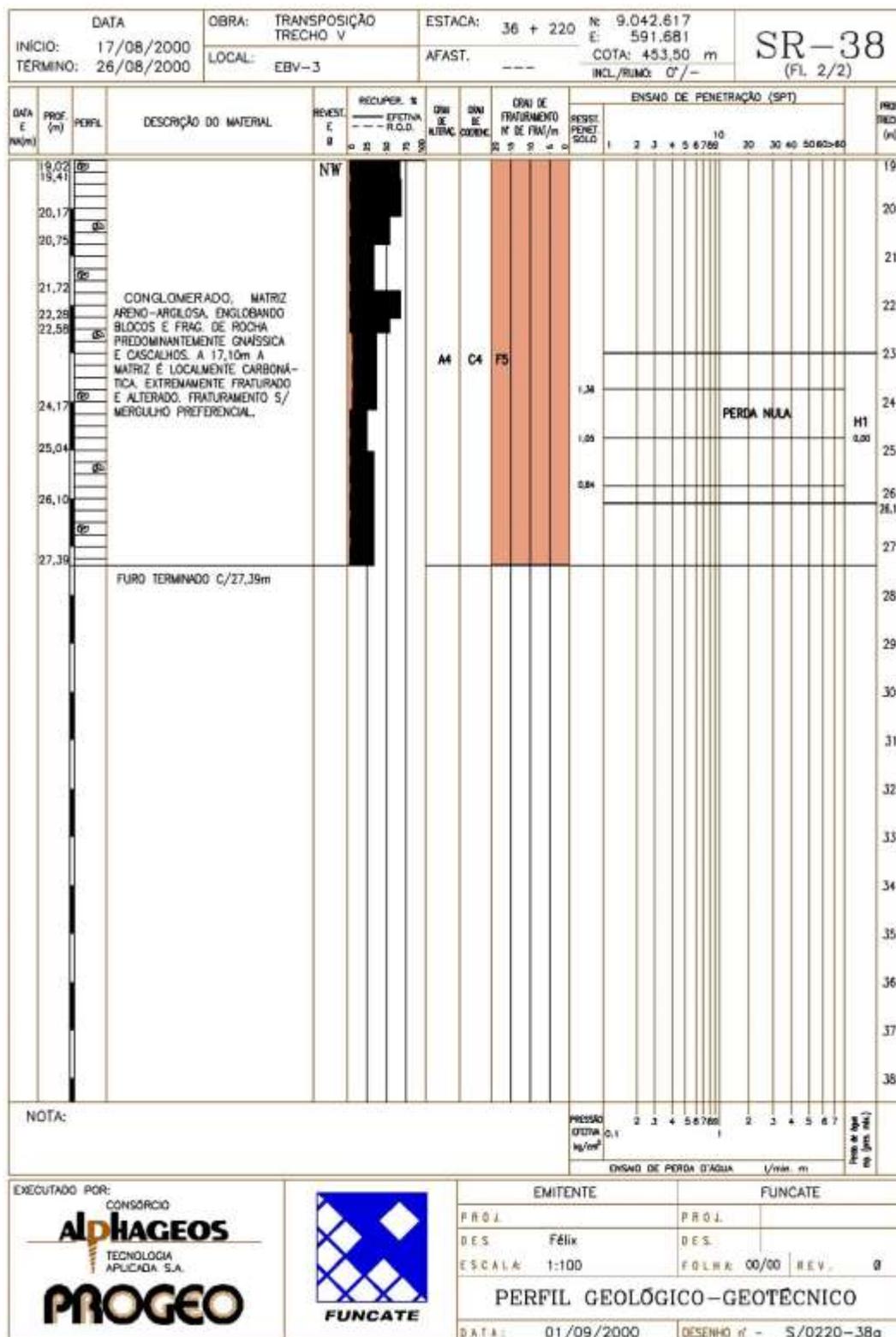
USDA, N. S. Correlations between soil plasticity and strength parameters. **Advanced Engineering Geology & Geotechnics**. 2004. Missouri University of Science and Technology Disponível em: <https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/Soil%20Plasticity%20vs%20Strength%20Parameters.pdf>. Acesso em: 15 jan. 2017.

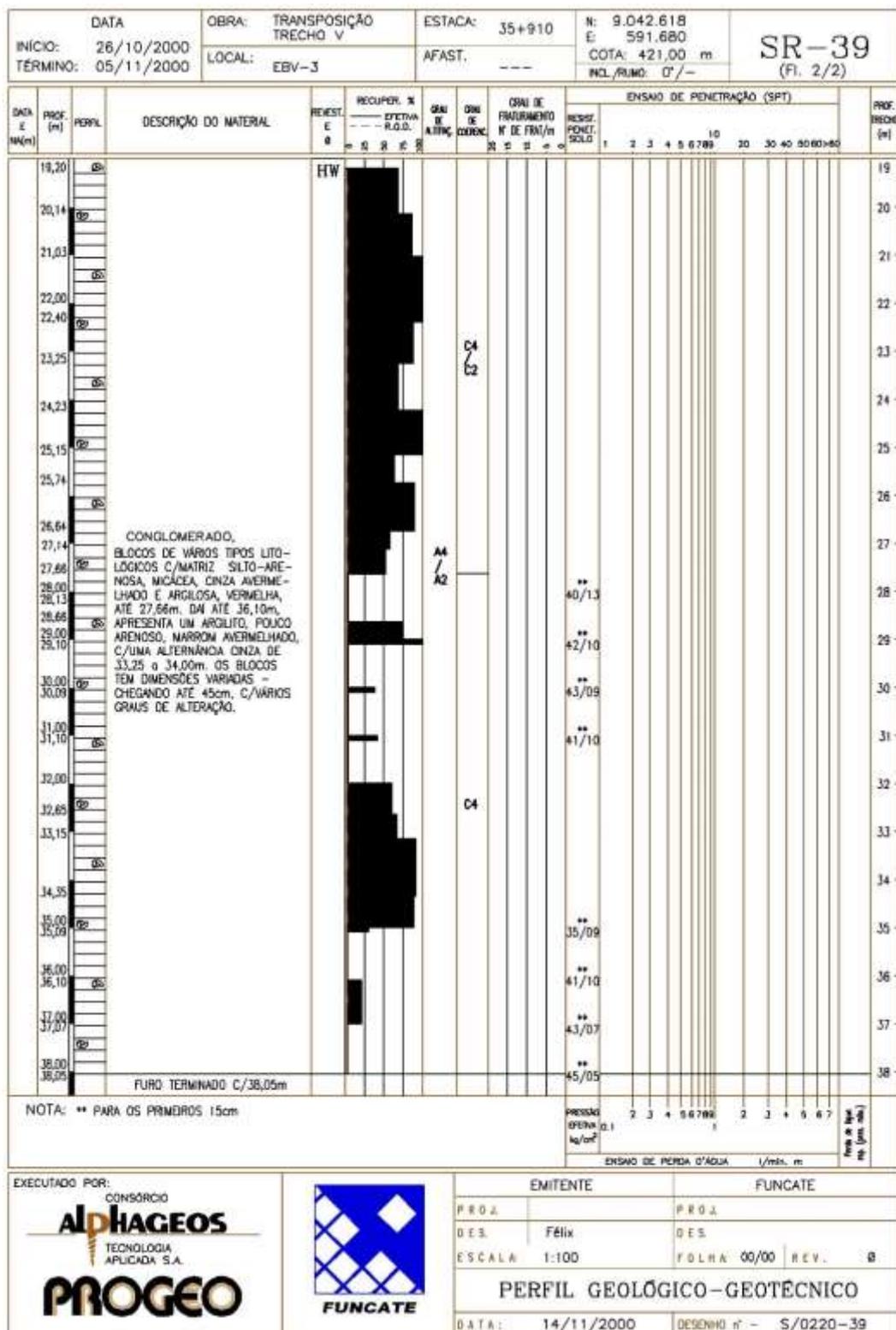
VANICEK, I.. Vaníček: **Mechanika zemin (Mecânica de Suelos)**. 3. ed. (I. 80-01-01437-1, Ed.) CTU Praga, 2000.

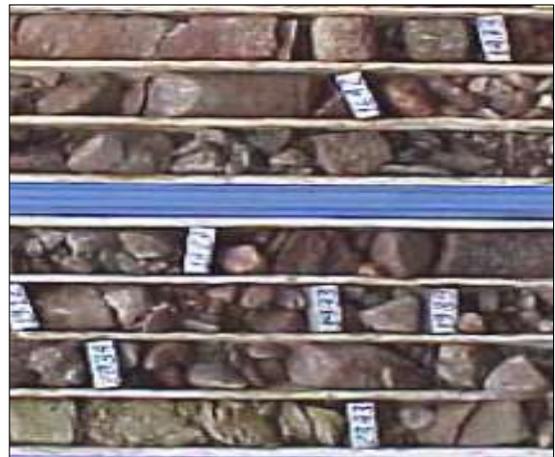
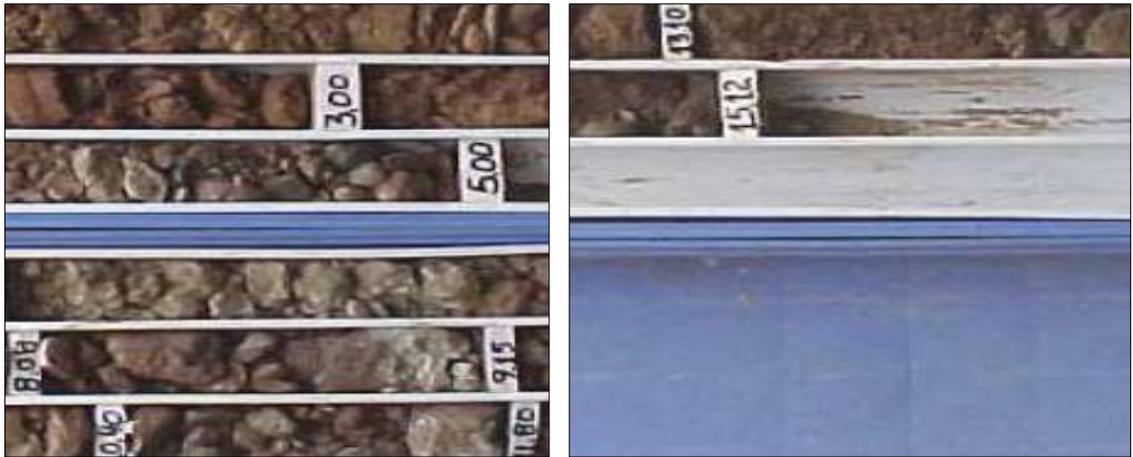
ANEXO A – ENSAIOS DE CAMPO

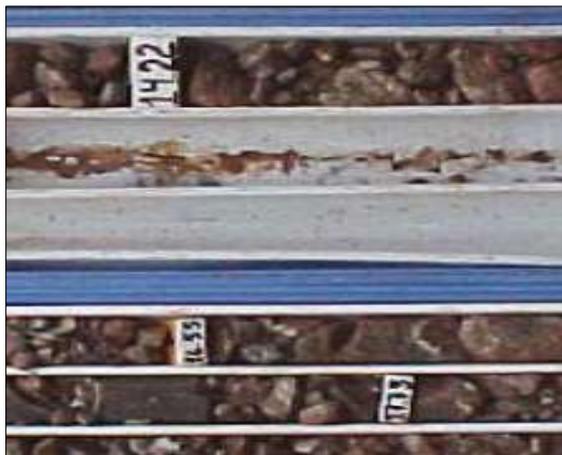
A.1 - ENSAIOS DE CAMPO – SONDA GENS ROTATIVAS DO PROJETO BÁSICO













A.2 - ENSAIOS DE CAMPO – SONDAGENS ROTATIVAS DO PROJ. EXECUTIVO

									
PERFIL DE SONDAGEM MISTA									
Localização : EBV - 03 - Floresta/PE			Sondagem N: SME-01EB3 1/2			Data : 22/01/2009			
Obra : Projeto Int. Rio S. Francisco - Eixo Leste			Estaca: 1785			Cota: 401			
Operador : Cicero Cajarana			Coordenadas N= 9.042.432			E = 591.580			
PERCUSSÃO		GOLPES				PROFUND.	CONDIÇÃO DE CORTE	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST
30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS GOLPES	INICIAL	FINAL	ENSAIO INFLTR AÇÃO	ENSAIO PERDA D'ÁGUA	CONDIÇÃO DE CORTE				
10 20 30	33	35			1,00		Conglomerado - Blocos rochosos arredondados de diversos tamanhos e variadas litologias dispersos numa matriz argilo arenosa. Argilito c/ intercalações de arenito e de siltito. 6,35 - 11,80 → F3 - C3 - A3 11,80 - 23,90 → F2 - C2/C3 - A2/A3	NA	
					2,00				
					3,00				
					4,00				
					5,00				
					6,00				
					6,35				
					7,00				
					8,00				
					9,00				
					10,00				
					11,00				
					11,8				
					12,00				
					13,00				
					14,00				
					15,00				
					16,00				
					17,00				
					18,00				
					19,00				
20 40 60 80 RECUPERAÇÃO - %		MACIÇO ROCHOSO / DESCONTINUIDADES:		RQD	5 101	OBS:			
									
ROTATIVA		LAVAGEM POR TEMPO				VISTO:			
N.A (m):		TEMPO	DE	PARA	CM				
		10 MIN.	-	-	-				
DATA:		10 MIN.	-	-	-				
HORA:		10 MIN.	-	-	-				

OBS: A observar nos registros de sondagem é possível verificar somente a indicação da recuperação efetiva (em preto, ver legenda) da amostra na sondagem rotativa, com ausência da indicação RQD (em azul). Neste casos houve uma sobre posição das linha ficando o azul por abaixo do preto.



**DELTA CONSULTORIA
GEOLÓGICA E MINERAÇÃO LTDA**

PERFIL DE SONDAGEM MISTA

Localização : EBV - 3 - Floresta/PE Sondagem N.º SME-01EB3 2/2 Data : 23/01/2009
 Obra : Projeto Int. Rio S. Francisco - Eixo Leste Estaca: 1785 Cota: 401
 Operador : Cícero Cajarana Coordenadas N= 9.042.432 E = 591.580

PERCUSSÃO		GOLPES				PROFUND.	CONVENÇÕES GRÁFICAS	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REV/EST
		INICIAL	FINAL	ENSAIO INFILTRAÇÃO	ENSAIO PERDA D'ÁGUA				
10	20	30				20.00	Argilito c/ intercalações de arenito e de siltito. 11,80 - 23,90 → F2 - C2/C3 - A2/A3		
						21.00			
						22.00			
						23.00			
						23,90	Conglomerado - Blocos rochosos arredondados de diversos tamanhos e variadas litologias dispersos numa matriz argilo arenosa.		
						24.00			
						25.00			
						26.00			
						27.00			
						28.00	Concluído na especificação.		
						29.00			
						30.00			
						31.00			
						32.00			
						33.00			
						34.00			
						35.00			
						36.00			
						37.00			
						38.00			
20 40 60 80 RECUPERAÇÃO - % 		MACIÇO ROCHOSO / DESCONTINUIDADES.	RQD	FRAT./M	5 101	OBS:			
ROTATIVA		LAVAGEM POR TEMPO				VISTO:			
NA (m):	-	TEMPO	DE	PARA	CM				
DATA:	-	10 MIN.	-	-	-				
HORA:	-	10 MIN.	-	-	-				



**DELTA CONSULTORIA
GEOLÓGICA E MINERAÇÃO LTDA**

PERFIL DE SONDAGEM MISTA

Localização : EBV - 3 - Floresta/PE Sondagem N.º SME-02 EB3 1/2 Data : 14/01/2009
 Obra : Projeto Int. Rio S. Francisco - Eixo Leste Estaca: 1795 Cota: 417,94
 Operador : Cícero Cajarana Coordenadas N= 9.042.613 E = 591,664

PERCUSSÃO				PROFUND.	CONVENÇÕES GRÁFICAS	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST
GOLPES		ENSAIO INFILTRAÇÃO	ENSAIO PERDA D'ÁGUA				
INICIAL	FINAL						
10	20	30					
26	36			1.00	Conglomerado - Blocos rochosos arredondados de diversos tamanhos e variadas litologias dispersos numa matriz argilo arenosa.		NX
				2.00			
				3.00			
				4.00			
				5.00			
				6.00			
				7.00			
				8.00			
				9.00			
				10.00			
				11.00			
				12.00			
			R	13.00	Argilito c/ intercalações de arenito e de siltito (A2 - C2-F2)		
				14.00			
				15.00			
				16.00			
				17.00			
				18.00			
				18,20	Conglomerado		
				19.00			
20 40 60 80 RECUPERAÇÃO - %		MACIÇO ROCHOSO / DESCONTINUID ADES.		5 101 OBS:			
		RQD	FRAT./ M				
ROTATIVA		LAVAGEM POR TEMPO			VISTO:		
NA (m):	-	TEMPO	DE	PARA	CM		
DATA:	-	10 MIN.	-	-	-		
HORA:	-	10 MIN.	-	-	-		



**DELTA CONSULTORIA
GEOLÓGICA E MINERAÇÃO LTDA**

PERFIL DE SONDAGEM MISTA

Localização : EBV - 3 - Floresta/PE Sondagem N.º SME-02 EB3 2/2 Data : 20/01/2009
 Obra : Projeto Int. Rio S. Francisco - Eixo Leste Estaca: 1795 Cota: 417,94
 Operador : Cícero Cajarana Coordenadas N= 9.042.613 E = 591.664

PERCUSSÃO			GOLPES				PROFUND.	CONVENÇÕES GRÁFICAS	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REV/EST				
10	20	30	INICIAL	FINAL	ENSAIO INFILTRAÇÃO	ENSAIO PERDA D'ÁGUA								
			R				20.00		Conglomerado - Blocos rochosos arredondados de diversos tamanhos e variadas litologias dispersos numa matriz argilo arenosa.					
											21.00			
											22.00			
											23.00			
											24.00			
											25.00			
											26.00			
											27.00			
											27,30			
											28.00			
											29.00			
											30.00			
											31.00			
							32.00							
							33.00							
							34.00							
							35.00							
							36.00							
							37.00							
							38.00							
20 40 60 80 RECUPERAÇÃO - % 			MACIÇO ROCHOSO / DESCONTINUIDADES.		RQD	FRAT./M	OBS: 5 101							
ROTATIVA			LAVAGEM POR TEMPO				VISTO:							
NA (m):	-		TEMPO	DE	PARA	CM								
			10 MIN.	-	-	-								
DATA:	-		10 MIN.	-	-	-								
HORA:	-		10 MIN.	-	-	-								



**DELTA CONSULTORIA
GEOLÓGICA E MINERAÇÃO LTDA**

PERFIL DE SONDAGEM MISTA

Localização : EBV - 3 - Floresta/PE Sondagem N.º SME-03EB3 2/2 Data : /12/2008
 Obra : Projeto Int. Rio S. Francisco - Eixo Leste Estaca: 1807 + 10 Cota:
 Operador : Cícero Cajarana Coordenadas N= E =

PERCUSSÃO		GOLPES				PROFUND.	CONVENIÊNCIAS GRÁFICAS	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST
10	20	30	INICIAL	FINAL	ENSAIO INFILTR AÇÃO				
--- 30 cm INICIAIS --- 30 cm FINAIS --- GOLPES						20.00	[Color bar: Blue from 20.00 to 21.80, Yellow from 21.80 to 22.00]	Argilito/arenito (F2 - C2/C3 - A2/A3).	
						21.00			
						21.80	[Color bar: Yellow from 21.80 to 22.00]	Conglomerado - Fragmentos rochosos arredondados de diversos tamanhos e variadas litologias dispersos numa matriz argilo arenosa.	
						22.00			
						23.00	[Color bar: White from 23.00 to 38.00]	Concluído na especificação.	
						24.00			
						25.00			
						26.00			
						27.00			
						28.00			
						29.00			
						30.00			
						31.00			
						32.00			
						33.00			
						34.00			
						35.00			
						36.00			
						37.00			
						38.00			
20 40 60 80 RECUPERAÇÃO - % 		MACIÇO ROCHOSO / DESCONTINUID ADES.		RQD	5 101	OBS:			
ROTATIVA		LAVAGEM POR TEMPO				VISTO:			
N.A (m):	-	TEMPO	DE	PARA	CM				
DATA:	-	10 MIN.	-	-	-				
HORA:	-	10 MIN.	-	-	-				

ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO EBV-3

SME – 01EB3



ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO EBV-3

SME – 02EB3



ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO EBV-3

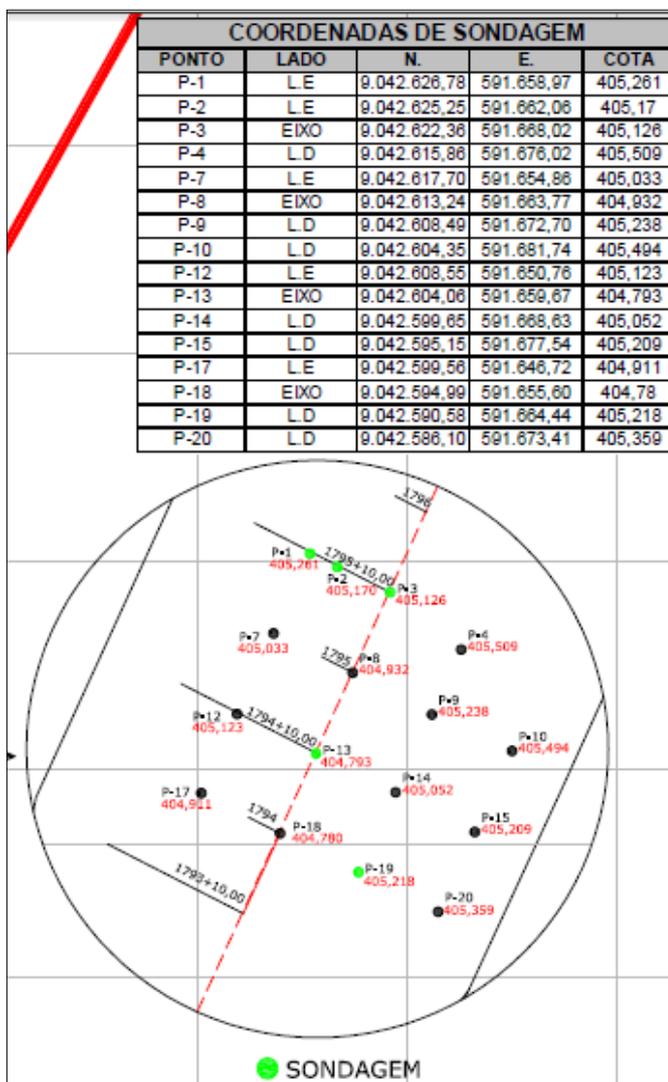
SME – 03EB3



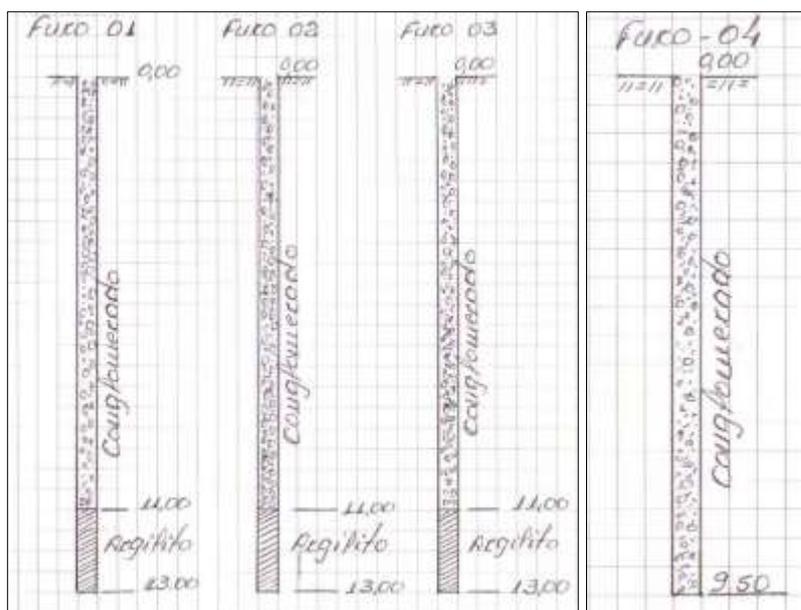


A.3 - ENSAIOS DE CAMPO – SONDAGENS DE RECONHECIMENTO DO PROJ. EXECUTIVO

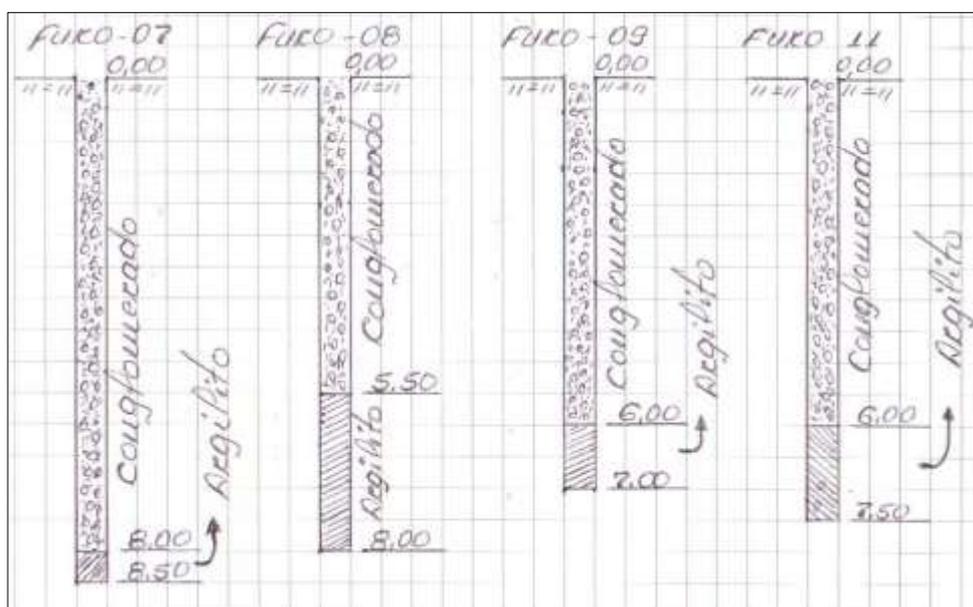
Localização dos furos de reconhecimento.



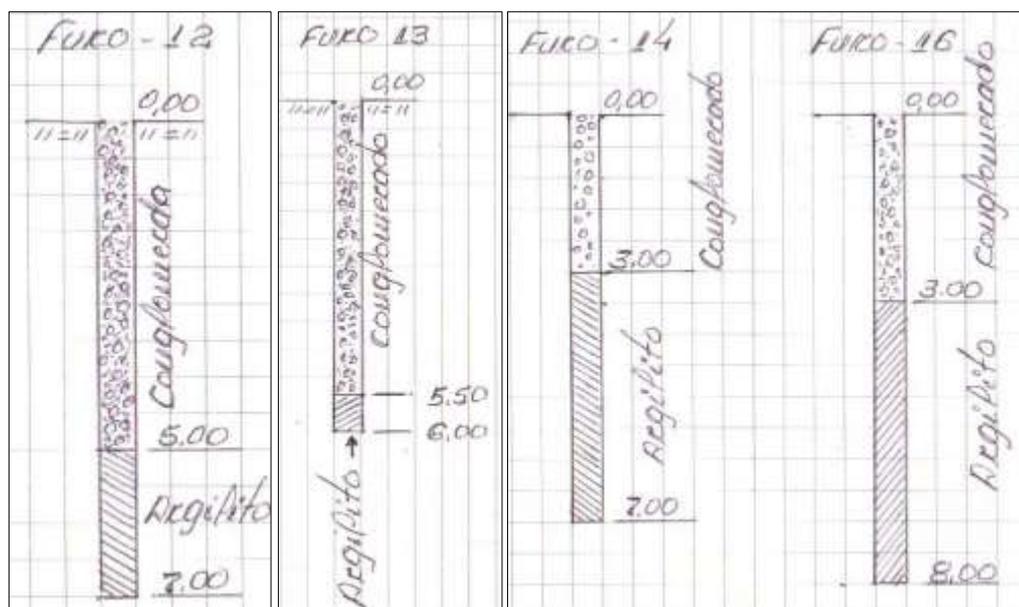
Furos de sondagens de situações na Est.: 1795 +10,00



Furos de sondagens de situações na Est.: 1795

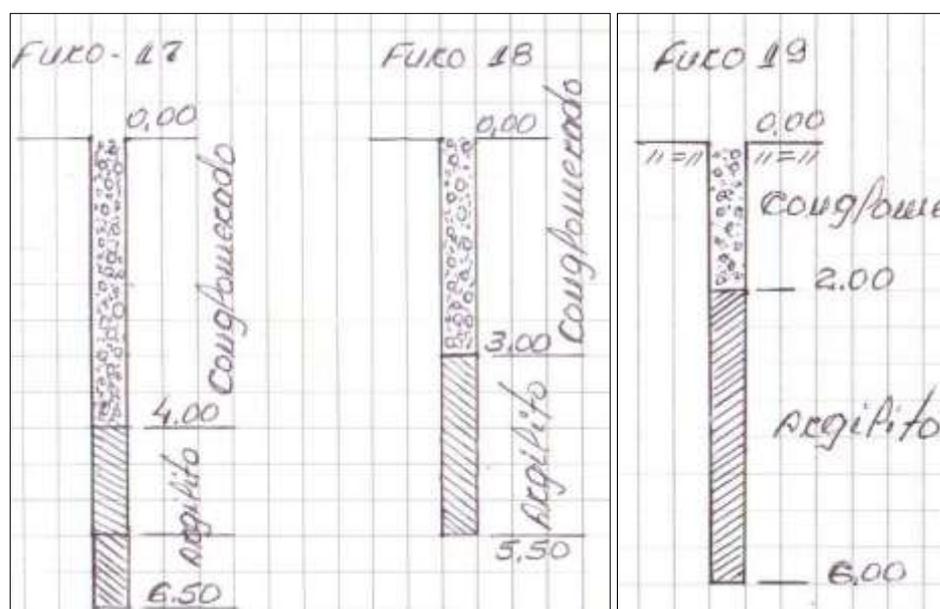


Furos de sondagens de situações na Est.: 1794+10,00



Obs.: Não existe o furo 15, passando para 16.

Furos de sondagens de situações na Est.: 1794



Obs.: Não foi fornecido o perfil do Furo 20.