

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**COMPORTAMENTO DE EMBOQUES DE TÚNEIS EM
SOLOS RESIDUAIS**

JOÃO CARLOS BAPTISTA JORGE DA SILVA

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-065/2010

BRASÍLIA / DF: NOVEMBRO/2010

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPORTAMENTO DE EMBOQUES DE TÚNEIS EM
SOLOS RESIDUAIS**

JOÃO CARLOS BAPTISTA JORGE DA SILVA

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

**PROF. ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**PROF. ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PROF. MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PROF. CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS, DSc (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**PROF. JOSÉ ALBERTO R. ORTIGÃO, DSc (UFRJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA, 08 DE NOVEMBRO DE 2010.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, JOÃO CARLOS BAPTISTA JORGE DA	
Comportamento de Emboques de Túneis em Solos Residuais (2010).	
xxix, 346 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2010)	
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental	
1. Escavações Subterrâneas	2. Emboques de Túneis
3. Solo Residual	4. Simulações Numéricas
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, JOÃO CARLOS BAPTISTA JORGE DA (2010). Comportamento de Emboques de Túneis em Solos Residuais. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-065/2010, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 346 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: João Carlos Baptista Jorge da Silva

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Comportamento de Emboques de Túneis em Solos Residuais

GRAU: Doutor em Geotecnia / ANO: 2010

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

João Carlos Baptista Jorge da Silva
Rua Praia de Aratuba Qd. 17 Lote 16 – Vilas do Atlântico
42700-000 – Lauro de Freitas, BA – Brasil

DEDICATÓRIA

Quatro anos de trabalho sempre parecem pouco, mas são suficientes para que alguns cheguem - meu filho Gabriel -, e alguns partam - meu pai Antônio Amâncio. A eles, e mais minha filha Yasmin, minha esposa Ieda, minha mãe Therezinha e, principalmente, ao Grande Gestor responsável por tudo isto, dedico este trabalho.

AGRADECIMENTO

- A UNB e a CAPES, pela oportunidade e apoio financeiro;
- Ao grande amigo Prof. André Pacheco de Assis, orientador e articulador de todo este trabalho;
- Per gli amiche che ho trovato nello Politecnico di Torino, Profs. Sebastiano Pelizza e Daniele Peila e i compagni di ricerca Chiara, Diletta, Luca e Diego;
- A Zé Feitosa, quem primeiro me convidou a ingressar nesta família UnB, e que, de algum lugar, observa tudo;
- A Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia, em particular ao Prof. Luis Fernando e à Sra. Nilzete;
- Aos professores de Geotecnia da UnB, em especial, aos Profs. Camapum, Ennio, Márcio, Noris e Renato, cujo apoio tornou possível a viabilização deste trabalho;
- A Profa. Neusa, do Departamento de Estruturas da UnB, pela grande ajuda na realização e interpretação dos ensaios de campo;
- Ao colega de doutorado Petrucio, ao Dr. David Oliveira e ao aluno de graduação da UFBA, Vitor, pelo grande auxílio nas modelagens;
- Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da Escola Politécnica da UFBA, em particular, Bessa, Renato, Armando e Magno, pelo grande auxílio na realização dos ensaios;
- Ao Prof. Luis Edmundo e ao Eng. Mauricio, do Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA;
- Ao Metrosal, pela disponibilização dos dados apresentados neste trabalho e, em particular, aos Engs. Celestino e Ricardo;
- Aos Profs. Evangelista e José Baptista, companheiros do Curso de Especialização em Túneis na UFBA;
- A empresa ETS Engenharia Ltda, pela realização das sondagens;
- A Universidade Estadual de Feira de Santana, pelo apoio financeiro que possibilitou a bolsa nacional por esta instituição.

COMPORTAMENTO DE EMBOQUES DE TÚNEIS EM SOLOS RESIDUAIS

RESUMO

A construção de um emboque de túnel, normalmente, envolve uma complexidade de fatores, tais como zonas de transição entre solo e rocha, maciços não confinados, comportamento tipicamente tridimensional, presença de obras de contenção acima e/ou abaixo da abertura, pouca cobertura, presença de construções preexistentes e interferências diversas acima do nível do emboque com a necessidade de transposição rápida deste trecho. Soma-se, ainda a estes fatores, uma crescente exigência da sociedade quanto aos fatores paisagísticos, arquitetônicos, de funcionalidade e segurança operacional e ambiental que cercam os atuais projetos de emboques. No caso do emboque Lapa, do trecho Lapa-Pólvora, do Sistema Metroviário de Salvador (Metrosal), além de todos os fatores que envolvem a construção de um emboque de túnel, mais duas vertentes deram a esta obra um caráter particular: a necessidade de executar uma obra de tal amplitude, dentro de uma estação de transbordo rodoviário, cujo acesso é feito por milhares de pessoas/dia, sem que o sistema fosse interrompido, e a existência de dezenas de interferências, com a infraestrutura da cidade e as construções pré-existentes, a maior parte delas sem qualquer tipo de cadastro. Este trabalho analisa vários fatores que envolvem o projeto e a construção de emboques de túneis, entre eles, arquitetura, segurança, funcionalidade, meio ambiente, modelagem com programas numéricos diversos, simulações em grande escala de laboratório, etapas construtivas e monitoramento. Ao mesmo tempo, traz um amplo estudo do perfil de intemperismo de um solo residual do granulito, com a distribuição de seus principais parâmetros geotécnicos com a profundidade, obtida por meio de ensaios de campo e de laboratório. Também foi desenvolvido um equipamento de laboratório para a obtenção do parâmetro do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) a partir de amostras de solo extraídas de blocos indeformados. Com os trabalhos desenvolvidos com a modelagem utilizando programas numéricos e modelo em grande escala de laboratório foi possível demonstrar a limitação dos métodos numéricos bidimensionais. Por outro lado, a utilização de meio homogêneo

equivalente para simulação do suporte e enfilagens se mostrou promissor. No entanto, é fundamental que o projeto considere a alteração do valor de K_0 , devido à presença de possíveis contenções nos emboques.

BEHAVIOR OF TUNNEL PORTALS IN RESIDUAL SOILS

ABSTRACT

The tunnel portal construction normally involves complex aspects, such as transitions zones between soil and rock, no confined ground, typically three-dimension behavior, presence of retaining structures above and/or below of the opening, shallow overburden, presence of existing buildings and interferences above the tunnel and need of rapid execution. Besides, there is the increasing requirement of architectural, functionality, operational safety and environment factors. The Lapa portal, part of the Salvador Subway (Metrosal), in addition to all these constraints, it required the need to be built inside an overflow bus station, serving thousands of passengers per day, without interrupting the system, as well with many interferences with the city infrastructure and existing buildings, most of them without any type of register. This thesis analyzes some factors that are involved in design and construction of tunnel portals, such as architecture, safety and security, functionality, environment, numerical simulations by several programs, large-scale physical models, construction stages and monitoring. A deep study on the granulite residual soil of Salvador was also carried out, involving lab and in-situ tests, resulting on the distribution of its geotechnical parameters along depth. Moreover, it was developed a triaxial cell to determine the coefficient of earth pressure at rest (K_0) of soils, from undisturbed samples. The comparison between lab and in-situ test results has shown very good agreement for the soil tested. Numerical modeling and large-scale model tests demonstrated the limitations of the two-dimension numerical approach. On the other hand, the use of homogeneous equivalent medium for simulating the support and pipe umbrella is quite promising. However, it is important to consider in the tunnel portal design the variations of K_0 values due to the presence of retaining structures.

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – OBJETIVOS DA TESE	2
1.2 – ESCOPO DA TESE	4
2 - EMBOQUE EM TUNEIS	6
2.1 - OCORRENCIAS EM EMBOQUE	8
2.1.1 - OCORRÊNCIAS RELACIONADAS AO COLAPSO DO PORTAL EM CONSTRUÇÃO	8
2.1.2 - OCORRÊNCIAS RELACIONADAS AO COLAPSO DO PORTAL EM OPERAÇÃO	10
2.1.3 – OCORRENCIAS RELACIONADAS AO TREFEGO	11
2.2 – PROJETO DE EMBOQUES	12
2.2.1 - ARQUITETURA DE EMBOQUES	18
2.3 - METODOS CONSTRUTIVOS	22
2.3.1 - EMBOQUES EM ROCHA	22
2.3.2 - EMBOQUES EM SOLO	24
2.4 – O USO DE ENFILAGENS E GRAMPOS INJETADOS PARA REFORÇO INTERNO	29
3 – O EMBOQUE LAPA DO TRECHO LAPA-PÓLVORA	34
3.1 – ASPECTOS GEOLÓGICOS	34
3.2 – ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS	42
3.3 – ASPECTOS GEOTÉCNICOS	46
3.4 - O PROJETO DO METRO DE SALVADOR	48
3.5 - O EMBOQUE LAPA	51
3.5.1 - PROJETO GEOMÉTRICO	51
3.5.2 - CAMBOTAS	53
3.5.3 – SISTEMA DE SUPORTE	53
3.5.4 – ENFILAGEM	54
3.5.5 - FUNDAÇÃO DO SUPORTE	54
3.6 - MÉTODO CONSTRUTIVO	56
3.6.1 - EXECUÇÃO DE TÚNEL PILOTO CENTRAL	57
3.6.2 - REBAIXAMENTO DO TÚNEL PILOTO CENTRAL	57
3.6.3 - EXECUÇÃO DOS PILARES E VIGAS DE CONCRETO ARMADO DE APOIO ENTRE TÚNEIS	57
3.6.4 - ESCAVAÇÃO DOS ALARGAMENTOS DE CALOTA LATERAIS	61
3.6.5 - REBAIXAMENTO DOS ALARGAMENTOS LATERAIS	63
3.7 - ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO EMBOQUE LAPA	66
3.7.1 - O PROJETO	66
3.7.2 - MÉTODO CONSTRUTIVO	69
4 - ENSAIOS DE CAMPO E LABORATORIO	71
4.1 - ENSAIOS DE CAMPO	72

4.1.1 - SONDA GENS: PERCUSSÃO, ROTATIVA E MISTA	72
4.1.2 - ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPT)	78
4.1.3 - DILATÔMETRO DE MARCHETTI (DMT)	85
4.1.4 - INVESTIGAÇÃO SISMICA	89
4.2 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO	95
4.2.1 - CARACTERIZAÇÃO	95
4.2.2 - TRIAXIAL CD – COMPRESSÃO AXIAL	100
4.2.3 - TRIAXIAL CD – TRAJETÓRIA: $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ E $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$	104
4.3 - ANÁLISE DOS PARAMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS A PARTIR DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	105
4.3.1 - ESTRATOS DE SOLOS E PROFUNDIDADE DO TOPO ROCHOSO	106
4.3.2 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)	109
4.3.3 - COEFICIENTE DE PRE-ADENSAMENTO (OCR)	111
4.3.4 - MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (E_{50})	112
4.3.5 - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO UNIDIMENSIONAL (M)	114
4.3.6 - ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO (ϕ')	116
5 - DESENVOLVIMENTO DA CELULA K_0 – UFBA	118
5.1 - RESULTADOS OBTIDOS	121
5.2 - ANALISE DOS RESULTADOS	123
5.2.1 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)	123
5.2.2 - RAZÃO DE SOBREADENSAMENTO (OCR)	127
5.2.3 - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO UNIDIMENSIONAL (M)	129
6 - EFEITO E DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)	131
6.1 - A INFLUENCIA DO VALOR DE K_0 EM ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	135
6.2 - UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO PARA DEFINIÇÃO DA TENSÃO HORIZONTAL EM SOLOS	139
6.2.1 - PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS	139
6.2.2 - PRESSIOMETRO COM PRÉ-FURAÇÃO	139
6.2.3 - PRESSIOMETRO AUTO-PERFURANTE	141
6.2.4 - FRATURA HIDRÁULICA	143
6.2.5 – DILATÔMETRO	145
6.3 - UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS LABORATORIAIS PARA DEFINIÇÃO DA TENSÃO HORIZONTAL EFETIVA	147
6.4 - FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA DETERMINAÇÃO DE K_0	153
6.5 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO EM SOLOS RESIDUAIS	155
6.6 - INFLUENCIA DE OBRAS DE CONTENÇÃO SOBRE O VALOR DE K_0	161
6.6.1 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS	167
7 - INSTRUMENTAÇÃO DO EMBOQUE LAPA	175
7.1 - A INSTRUMENTAÇÃO	175
7.1.1 - INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA	176
7.1.2 - INSTRUMENTAÇÃO INTERNA	178
7.1.3 - INSTRUMENTAÇÃO DA ESTAÇÃO LAPA.	179

7.2 - RESULTADOS OBTIDOS	179
7.2.1 - INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA	182
7.2.2 - INSTRUMENTAÇÃO INTERNA	189
7.2.2.1 - NIVELAMENTO DOS PINOS	190
7.2.2.2 - CONVERGÊNCIA	191
7.2.4 - PINOS DE RECALQUE	196
7.3 - COMENTÁRIOS FINAIS	201
8 - MODELAGEM EM EMBOQUES	203
8.1 - MEIO EQUIVALENTE	204
8.2 - SIMULAÇÃO DE ESTAGIOS DE CONSTRUÇÃO EM PROGRAMAS BI-DIMENSIONAIS	208
8.3 - ESTUDO DE UM CASO TEORICO	212
8.3.1 - PARAMETROS GEOMETRICOS E GEOTECNICOS	212
8.3.2 - METODOS NUMERICOS E ANALITICOS UTILIZADOS	214
8.3.3 - RESULTADOS OBTIDOS	217
8.3.3.1 - COBERTURA DE 1.D (8,8M)	218
8.3.3.1.1 – DESLOCAMENTOS	218
8.3.3.1.2 – MOMENTOS FLETORES	222
8.3.3.2 - COBERTURA DE 4.D (35M)	223
8.3.3.2.1 - DESLOCAMENTOS	223
8.3.3.2.2 – MOMENTOS FLETORES	227
8.3.4 - ANALISE DOS RESULTADOS	228
8.4 – PRESENÇA DE UMA CONTENÇÃO AUXILIAR PERPENDICULAR AO EMBOQUE	229
8.4.1 – MÉTODOS NUMERICOS E ANALÍTICOS UTILIZADOS	230
8.4.2 – RESULTADOS OBTIDOS	231
8.5 – MODELO EM GRANDE ESCALA EM LABORATÓRIO	232
8.5.1 – MATERIAIS E EQUIPAMENTOS	233
8.5.2 – RESULTADOS OBSERVADOS	240
8.5.2.1 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA SUPERFICIE	240
8.5.2.2 – DESLOCAMENTOS OBSERVADOS NAS JANELAS DE INSPEÇÃO	241
8.5.2.3 – DESLOCAMENTOS OBSERVADOS NAS ENFILAGENS	241
8.5.3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	243
9 – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS NO EMBOQUE LAPA	247
9.1 - O PROGRAMA PLAXIS 3D TUNNEL	247
9.2 - AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	249
9.2.1 – SIMPLIFICAÇÕES EMPREGADAS	250
9.2.2 - PARÂMETROS ADOTADOS NAS ANÁLISES	251
9.2.3 - MODELAGEM NUMÉRICA	252
9.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	259
9.3.1 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS TRANSVERSAIS AO TÚNEL	259
9.3.1.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE	259
9.3.1.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P.	261
9.3.2 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS EM PROFUNDIDADE	263
9.3.2.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE	263
9.3.2.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P	265

9.3.3 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS SUPERFICIAIS DEVIDOS AO AVANÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	267
9.3.3.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE	268
9.3.3.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P	269
9.3.4 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS EM PROFUNDIDADE DEVIDO AO AVANÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	271
9.3.4.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE	271
9.3.4.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P	272
9.3.5 - DESLOCAMENTOS NO MACIÇO	273
9.3.5.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE	274
9.3.5.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P	285
9.3.6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	295
10 – CONCLUSÕES	297
10.1 – SUGESTOES PARA NOVAS PESQUISAS	303
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	305
A – PERFIL DE SONDAgens EXECUTADAS NA ÁREA DO EMBOQUE LAPA	318
B - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS EM AMOSTRAS INDEFORMADOS	335
C - ENSAIOS DE CISLHAMENTO TRIAXIAL COM TRAJETÓRIA CONTROLADA	337
D - RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS COM A CELULA K_0 -UFBA	343

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 - Taxa de acidentes (acidentes com feridos/1 milhão de veículos-Kilometros) em túneis com tráfegos uni e bi-direcionais na Áustria (1999-2003) – (Modificado – Nussbaumer, 2007)	11
2.2 - Emboque Gramado (TE-3). (a) Situação existente. (b) aplicação das estratégias, alterando a refletância da pista de 30% para 15% (estratégia 1) e substituindo o entorno do portal (estratégia 2) (Moura 2006).	15
2.3 – Forma e decoração de portais (modificado - Mitani et al., 1999)	19
2.4 - Emboque natural. Galeria di Les Echèlles e Chambéry RN6 - França. (Lacroix et al. 1991)	20
2.5 - Portal em corte reto. Linha ferroviária sulla linea A4. emboque Oeste - Itália (Langella, 1997).	20
2.6 - Portal com “bico de flauta” - Autostrada Adelaide-Crafers-Australia (Langella, 1997).	21
2.7- Portal com “bico de flauta invertido”. A8, autostrada Ventimiglia-Nizza – França (Langella, 1997).	22
2.8 – Rede de proteção contra queda de blocos rochosos (Peila & Oggeri, 2005).	23
2.9 – Associação de muros e redes de proteção contra queda de blocos rochosos (Peila & Oggeri, 2005).	23
2.10 – Utilização de estacas de pequeno diâmetro para estabilização de emboque de túneis (modificado - Domon et al., 1999)	26
2.11 – Utilização de estacas de pequeno diâmetro e tirantes protendidos (modificado - Lunardi, 2006)	27
2.12 – Fases executivas de emboque com o uso de estacões em <i>jet grouting</i> (modificado - Lunardi, 2006)	28
2.13 – Emboque Sraykoy - Estacas de <i>jet grouting</i> em V invertido (modificado - Vardar et al., 2005)	29
2.14 – Emboque Sraykoy - Contenção em estacões de <i>jet grouting</i> com tirantes protendidos (modificado - Vardar et al., 2005)	29
2.15 - Emboque Cayeli (modificado - Vardar et al., 2005)	30
2.16 - Intervenção com enfilagem no teto da escavação associado a grampos injetados laterais (esquerda) e aplicação em solo granular no metropolitano de Turim (direita) (Silva et al., 2009).	31
2.17 - Exemplo de utilização de grampos injetados (<i>fore-piling</i>) (Modificado - Peila & Pelizza, 2002)	31
2.18 – Exemplo de utilização de enfilagem em portais de túneis (Modificado - Pelizza & Peila, 2002)	32
3.1 – Carta Geológica – Geotécnica (modificado - Vieira et al., 2005)	35
3.2 – Estereogramas (modificado - CARG/PMS, 2004)	38
3.3 - Frequência da orientação do traço dos principais sistemas de fraturas em intervalos de 10 ⁰ na área do Shopping Piedade e adjacências N ^o de determinações = 163. (CARG/PMS, 2004)	39
3.4 – Mapeamento geológico-geotécnico – Parede Esquerda – via 1 (modificado - METROSAL, 2002)	40

3.5– Mapeamento geológico-geotécnico – Parede Esquerda – via 2 (modificado - METROSAL, 2002)	41
3.6 – Mapeamento geológico-geotécnico – Parede Direita – via 2 (modificado - METROSAL, 2002)	41
3.7 – Seção geológico-geotécnica transversal (modificado - METROSAL, 2002)	42
3.8 – Carta Geomorfológica (modificado – CARG/PMS, 2004)	44
3.9 – Geomorfologia do Emboque Lapa – (modificado - METROSAL, 2001)	45
3.10 – Mapa das linhas de transporte metro-ferroviárias	49
3.11 – Emboque Lapa - Planta Baixa (modificado – Metrosal 2001b)	52
3.12 – Seção Longitudinal (modificado - Metrosal 2001c)	52
3.13 - Enfilagem de teto em solo (modificado – Metrosal, 2001f)	54
3.14 – Reforço provisório (modificado - Metrosal, 2001h)	55
3.15 – Projeto de reforço (modificado – Metrosal, 2001h)	56
3.16 – Processo construtivo do túnel piloto (modificado – Metrosal, 2001i)	58
3.17 – Processo construtivo do trecho do emboque (modificado – Metrosal 2001j)	59
3.18 - Execução das enfilagens e pregagens no túnel piloto e nos túneis 1 e 2	60
3.19 - Instalação da tela no trecho escavado do túnel piloto. Instalação da 1ª cambota e execução do concreto projetado	60
3.20 – Rebaixo do túnel piloto.	61
3.21 - Execução dos pilares deixando esperas para as vigas e lajes	61
3.22 - Execução do 1º avanço de 1,0 m na via 1, com demolição do túnel piloto junto à via 1 a cada avanço.	62
3.23 - Execução do 1º avanço de 1,0 m na via 2 e demolição do túnel piloto junto à via 2.	63
3.24 – Execução de rebaixo da via 1.	64
3.25 – via 1: continuação dos trabalhos com avanços de 1, 5 a 4,0m. Execução do concreto projetado e chumbadores laterais a cada avanço	64
3.26 – via 2: continuação dos trabalhos com avanços de 1, 5 a 4,0m. Execução do concreto projetado e chumbadores laterais a cada avanço	65
3.27 - Finalização dos trabalhos com a execução e conclusão do revestimento secundário concomitante com a instalação das telas e execução do concreto projetado	65
3.28 – Estrutura de contenção do emboque Lapa	66
3.29 – Projeto da estrutura de contenção complementar do emboque Lapa (modificado – Metrosal, 2001l).	68
3.30 – Emboque Lapa após conclusão das obras civis	70
4.1 – Localização dos ensaios e campo e blocos indeformados (Modificado - Metrosal, 2000a)	73
4.2 – Sondagem a percussão realizada ao topo do túnel	74
4.3 – Perfil geotécnico longitudinal no emboque (Modificado - Metrosal, 2000b)	75
4.4 – Perfil geotécnico transversal no emboque. Estaca E-0+503,66 m. (Modificado Metrosal, 2001n)	76
4.5 – Resultados dos ensaios de SPT no eixo do túnel	77
4.6 – Ensaio de CPT realizado ao topo do túnel	79
4.7 – Piezocone	80
4.8 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-01)	81
4.9 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-02)	82

4.10 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-03)	82
4.11 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-04)	83
4.12 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-01	83
4.13 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-02	84
4.14 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-03	84
4.15 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-04	85
4.16 – Ensaio de DMT realizado ao topo do túnel	86
4.17 – Ensaio de DMT realizado ao topo do túnel – Detalhe da palheta	87
4.18 – Parâmetros iniciais do DMT – (a) DMT-01; (b) DMT-02 e (c) DMT-03	88
4.19 – Parâmetros intermediários do DMT-01 – (a) E_d ; (b) I_d e (c) K_d	88
4.20 – Parâmetros intermediários do DMT-02 – (a) E_d ; (b) I_d e (c) K_d	89
4.21 – Parâmetros intermediários do DMT-03 – (a) E_d ; (b) I_d e (c) K_d	89
4.22 – Ruptura da membrana durante a cravação – DMT-01	90
4.23 – Localização das linhas AB e CD de prospecção geofísica (Modificado - IPT, 2000)	92
4.24 – Sísmica de reflexão. (a) rabicho (AB) e (b) Colégio Central (CD) – (modificado - IPT, 2000)	94
4.25 – Seção em tempo (modificado - IPT, 2000)	94
4.26 – Localização dos blocos indeformados no talude sobre o emboque e os poços 01 e 02	96
4.27 – Poço 02, intercessão com linha de tirante da cortina de contenção do Convento	97
4.28 – Perfis: Índice de vazios, peso aparente seco e umidade com a profundidade – talude e poço 01	98
4.29 - Perfis: distribuição dos percentuais entre a parte fina e grossa do solo, o peso específico dos sólidos e o índice de plasticidade com a profundidade – talude e poço 01	99
4.30 – Ensaio triaxial CD	100
4.31 – Distribuição do ângulo de atrito e coesão efetivos com a profundidade (a) ângulo de atrito efetivo e (b) coesão efetiva	102
4.32 - Ensaio triaxial com trajetórias: $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$ e condição de adensamento $\sigma_3 = K_o.\sigma_1$.	104
4.33 – Seções geológico-geotécnicas segundo ensaio sísmico e sondagens (a) Rabicho e (b) Colégio Central (Modificado IPT, 2000).	107
4.34 – Distribuição dos valores de K_o em função do perfil de solo – DMT e CPT (talude e poço 01)	110
4.35 – distribuição dos valores de OCR em função do perfil de solo – DMT (talude e poço 01)	112
4.36 - Valores de E_{50} com a profundidade para ensaios triaxiais com trajetórias $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$ e adensamento $\sigma_3 = K_o.\sigma_1$ e triaxial convencional	113
4.37 – Distribuição dos valores de E_{50} em função do perfil de solo – DMT03, CPT02 e SP01 (talude e poço 01)	114
4.38 – Distribuição dos valores de M em função 4.45– distribuição dos valores de ϕ em função do perfil de solo – DMT03 e SPETS-01(talude e poço 01)	115
4.39 – Distribuição dos valores de ϕ em função do perfil de solo – DMT03 e SPETS-01(talude e poço 01)	117
5.1 – Célula K_o UFBA – Corte esquemático	119
5.2– Célula K_o UFBA – Vistas lateral e superior	120

5.3 – Célula κ_0 UFBA – Componentes	120
5.4 – Célula κ_0 UFBA – aplicação do carregamento	120
5.5 – Ensaio realizado com a célula Ko-UFBA - Poço 2: amostra 256. (a) comportamento tensão X deformação; (b) tensão radial X tensão axial	121
5.6 – Distribuição dos valores de κ_0 em função do perfil de solo – DMT 03, CPT 02 e célula κ_0 -UFBA (talude e poço 01).	124
5.7 – Distribuição dos valores de κ_0 em função do perfil de solo – DMT 01 e célula Ko-UFBA (poço 02)	125
5.8 – Relação entre os parâmetros ϕ' e K_0 para diversos valores de OCR	126
5.9 – Relação entre os parâmetros IP e κ_0 para diversos valores de OCR	127
5.10 - Distribuição dos valores de OCR em função do perfil de solo – DMT03 e célula κ_0 -UFBA (talude e poço 01)	128
5.11 – Distribuição dos valores de M em função do perfil de solo – DMT03, CPT02 e célula κ_0 -UFBA (talude e poço 01)	130
6.1 – Fator de concentração de tensões radiais ao longo da periferia de um túnel (Modificado – Sousa & Marques, 2001).	136
6.2 – Efeito de κ_0 nos movimentos induzidos pela escavação: a) deslocamentos na superfície do terreno, b) deslocamentos verticais de pontos situados no eixo da simetria acima do túnel, c) deslocamentos horizontais em uma seção localizada a 5m do contorno da abertura (modificado – Sousa & Marques, 2001).	138
6.3 – Curva típica de ensaio pressiométrico (modificado - Tavenas et al., 1975)	140
6.4 – Resultados típicos de ensaios de ruptura hidráulica. Curvas de pressão X vazão (modificado - Tavernas et al., 1975)	143
6.5 – Trajetórias de tensões típicas para solo consolidado unidimensionalmente (modificado - Wroth, 1975)	148
6.6 – Valores do Coeficiente de Poisson (ν) para solos levemente sobre adensados em função do índice de plasticidade (I_p) (modificado - Wroth, 1975)	149
6.7 – Carregamento unidimensional no xisto de Bearpaw (modificado - Wroth, 1975)	149
6.8 – Método de laboratório para determinação de κ_0 para solos normalmente adensados (modificado - Poulos & Davis, 1972)	150
6.9 – Limite de liquidez em função dos parâmetros λ e α (modificado - Massarsch & Broms, 1976, citado em Sherif & Ishibashi, 1977)	151
6.10 – Diagrama esquemático de equipamento de consolidação (modificado - Abdelhamid & Krizek, 1976)	152
6.11 – Célula de adensamento com medição de tensão lateral (modificado - Brooker & Ireland, 1965)	154
6.12 – Tensões geostáticas (maciço semi-indefinido de superfície livre horizontal) (Modificado - Lambe & Whitman, 1969)	158
6.13 – K_0 função de OCR e IP (modificado - Brooker & Ireland, 1965)	159
6.14 – Perfil de κ_0 (modificado - Burland, 1973)	161
6.15 – Coeficiente de empuxo lateral X deslocamentos (modificado - Terzaghi, 1934, citado em ABMS/ABEF, 1996)	162
6.16 – Deslocamentos verticais e horizontais máximos em escavações escoradas (ABMS/ABEF, 1996)	164
6.17 – Distribuição de deslocamentos verticais junto a escavações escoradas (ABMS/ABEF, 1996)	165

6.18 – Distribuição das pressões laterais resultantes de deformações máximas na base da contenção (Gaioto, 1979)	166
6.19 – Localização dos poços 1 e 2, DMT01 e inclinômetro IC4	167
6.20 – Inclinômetro IC4: deslocamento perpendicular à contenção (modificado - Metrosal, 2002)	168
6.21 – Inclinômetro IC4: deslocamento paralelo à contenção (modificado - Metrosal, 2002)	169
6.22- Distribuição dos valores de K_o em função do perfil de solo – DMT03, CPT01 e Célula K_o -UFBa (poço 01)	170
6.23 – Valores de K_o obtidos com célula K_o -UFBa e ensaios de campo – Poço 02	171
6.24–Valores de OCR obtidos com célula K_o -UFBa e ensaios de campo – Poço 02.	171
6.25 – Relação $Kalt/K_o$ em função do perfil de solo – poço 02	172
6.26 – Relação entre a distância do ponto de retirada a amostra à linha de tirante (X) e a distância entre tirantes (Z), em função da relação $Kalt/K_o$	173
7.1 – Instrumentação do Emboque Lapa (Modificado - Metrosal 2000c)	176
7.2 - Seção instrumentada do emboque (E-0+504,66 m)	177
7.3 - Seção instrumentada SL-42P (E-0+518,44 m)	177
7.4 - Tassômetro e marco superficial instalados na seção do emboque (E-0+504,66m)	178
7.5 - Esquema de instalação da instrumentação interna	178
7.6 - Pino interno de convergência na seção E-0+507,20 m	179
7.7 – Pino de recalque instalado na viga frontal do prédio da Pizzaria	180
7.8 – Cronograma de avanço do túnel piloto	181
7.9 – Cronograma de avanço das vias 1 e 2	181
7.10 – Leitura topográfica da instrumentação externa – Seção do emboque	182
7.11 - Deslocamentos em função do tempo – Instrumentação do Emboque Lapa (Modificado - Metrosal, 2006)	183
7.12 – Seção transversal de deslocamento (Bacia de recalque) – Instrumentação do Emboque Lapa (Modificado - Metrosal, 2006)	184
7.13 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – Túnel piloto - Seção do emboque Lapa (Modificado - Metrosal, 2006)	185
7.14 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – via 1 - Seção do emboque Lapa (Modificado - Metrosal, 2006)	186
7.15 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – via 2 - Seção do emboque Lapa (Modificado - Metrosal, 2006)	186
7.16 - Deslocamentos em função do tempo – SL-42P (E-0+518,44m) (Modificado - Metrosal, 2006)	187
7.17 - Seção transversal de deslocamentos (Bacia de recalque) - Seção SL-42P (E-0+518,44 m) (Modificado - Metrosal, 2006)	188
7.18 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – via 1 – Seção SL-42P (E-0+518,44 m) (Modificado - Metrosal, 2006)	188
7.19 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – via 2 - Seção SL-42P (E-0+518,44 m) (Modificado - Metrosal, 2006)	189
7.20 – Leitura da instrumentação interna	190
7.21 - Nivelamentos dos pinos internos da via 1 - Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)	190

7.22 - Nivelamentos dos pinos internos da via 2 - Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)	191
7.23 - Nivelamentos dos pinos internos da via 2 - Seção E-0+514,00 m (Modificado - Metrosal, 2006)	192
7.24 - Nivelamentos dos pinos internos da via 2 - Seção E-0+520,36 m (Modificado - Metrosal, 2006)	192
7.25 – Medidas de convergência da via 1 – Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)	193
7.26 - Medidas de convergência da via 2 – Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)	193
7.27 - Medidas de convergência via 2 – Seção E-0+514,00 m (Modificado - Metrosal, 2006)	194
7.28 - Medidas de convergência da via1 – Seção E-0+520,36 m (Modificado - Metrosal, 2006)	195
7.29 - Medidas de convergência da via1 – Seção E-0+520,36 m (Modificado - Metrosal, 2006)	195
7.30 – (a) Leitura topográfica dos pinos de recalques instalados no pilar frontal da pizzaria. (b) Equipamento utilizado	196
7.31 – Fissuras causadas pelos deslocamentos diferenciais no corredor de acesso a escada rolante	196
7.32 – Deslocamentos em função do tempo – pilares e Viga sobre a fachada frontal da pizzaria (Modificado - Metrosal, 2006)	197
7.33 – Seção transversal de deslocamento (Bacia de recalque) – Pilares e viga sobre a fachada frontal da pizzaria (Modificado - Metrosal, 2006)	198
7.34 - Deslocamentos em função do tempo – Pilares e viga sobre a fachada posterior da pizzaria (Modificado - Metrosal, 2006)	199
7.35 - Seção transversal de deslocamento (Bacia de recalque) - Viga sobre a fachada posterior da pizzaria (Modificado - Metrosal, 2006)	199
7.36 - Deslocamentos em função do tempo – Corredor de acesso a escada rolante (Modificado - Metrosal, 2006)	200
7.37 - Deslocamentos em função do tempo – Escada rolante (Modificado - Metrosal, 2006)	201
8.1 – Procedimentos utilizados visando simular a frente de escavação antes de instalação do suporte em análises bi-dimensionais (ou pseudo-tridimensionais): (a) alívio de tensões pela redução do módulo elástico; (b) alívio de tensões pela redução de força virtual agindo ao longo da circunferência do túnel ($\lambda < 1,0$); (c) alívio completo das tensões elásticas (Modificado - Wittle, 2000).	209
8.2 - Tipos de simulações para o efeito tridimensional (Negro Jr. & Queiroz, 2000)	211
8.3 – Geometria do túnel analisado (Silva et al., 2009)	213
8.4 - Plaxis 2D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos.	214
8.5 - Plaxis 3D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos (Silva et al., 2009).	215
8.6 - Phase 2D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos (Silva et al. 2009).	215
8.7 - Flac 3D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos. Com relação ao modelo construtivo foram adotadas as seguintes etapas:	216

8.8 – Geometria para a viga multi-apoiada e rigidez das molas de suporte.	217
8.9 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 10 kPa.	218
8.10 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 50 kPa.	219
8.11 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 10 kPa.	220
8.12 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 50 kPa.	220
8.13 - Momento fletor na enfilagem, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 10 kPa e 50 kPa.	222
8.14 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 10 kPa.	224
8.15 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 50 kPa.	224
8.16 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 10 kPa.	225
8.17 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 50 kPa.	225
8.18 - momento fletor na enfilagem, considerando a cobertura de 4.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 50 kPa.	227
8.19 – Zona plastificada obtida com o programa FLAC 3D para o modelo 2.	229
8.20 – Plaxis 3D Tunnel. Malha para o Modelo A (contenção principal)	230
8.21 – Plaxis 3D Tunnel. Malha para o Modelo B (contenções principal e auxiliar)	231
8.22 – Bacia de recalques nas análises numéricas para o Modelo A (seção situada a 0,5.D do emboque) e Modelo B (Seções a 1 m, 0,5.D e 1.D do emboque)	232
8.23 – Caixa de areia e semi-túnel	233
8.24 – Lançamento da areia siltosa.	234
8.25 – Colocação das enfilagens	235
8.26 – Janelas de inspeção	236
8.27 – Plano de instrumentação. E=strain gages; F=fios flexíveis	236

8.28 – Plano de instrumentação. Marcos topográficos implantados a 10 cm da superfície do terreno	237
8.29 – Instrumentação utilizada no ensaio (a) medidores de deslocamentos de superfície. (b) fios flexíveis para obtenção dos deslocamentos na enfilagem.	237
8.30 – Instrumentação na enfilagem (a) Quatro pares de strain-gages. (b) sistema de obtenção de dados.	238
8.31 – Escavação do emboque.	239
8.22 – Aplicação da sobrecarga	239
8.33 - Flac 3D. Geometria utilizada	240
8.34 – Linha de deslocamento observada na camada de solo com coloração diferente através das janelas de inspeção	241
8.35 – Comportamento das enfilagens após a abertura da galeria para a etapa 5. (a) Flac 3D; (b) Observação de ensaio. A seta indica o deslocamento máximo (S_{max}) observado.	242
8.36 – Deslocamentos observados na quarta enfilagem a partir do eixo do túnel, observados através de fios flexíveis, para cada etapa de escavação	242
8.37 – Deslocamentos para a Etapa 1 de escavação (35 cm)	243
8.38 – Deslocamentos para a Etapa 2 de escavação (55 cm)	243
8.39 – Deslocamentos para a Etapa 3 de escavação (75 cm)	244
8.40 – Deslocamentos para a Etapa 4 de escavação (95 cm)	244
8.41 – Deslocamentos para a Etapa 5 de escavação (95 cm) e sobrecarga (2D)	245
9.1 – Malha 2D utilizada no programa Plaxis 3D Tunnel	254
9.2 – Malha 3D utilizada nas análises	255
9.3 – Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada do emboque para o final de escavação do túnel piloto	260
9.4 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada do emboque para o final de escavação das calotas das V1 e V2.	260
9.5 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada do emboque para o final de escavação dos rebaixos das V1 e V2.	261
9.6 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação do túnel piloto	262
9.7 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação das calotas das V1 e V2.	262
9.8 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação dos rebaixos das V1 e V2.	263
9.9 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada do emboque para o final de escavação do túnel piloto	264
9.10 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada do emboque para o final de escavação das calotas das vias 1 e 2.	264
9.11 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada do emboque para o final de escavação dos rebaixos (bancada) das vias 1 e 2.	265
9.12 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação do túnel piloto.	266
9.13 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação dos rebaixos (bancada) das vias 1 e 2.	266

9.14 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação dos rebaixos (bancada) das vias 1 e 2	267
9.15 – Deslocamentos verticais do MP-04 durante a escavação do túnel piloto.	268
9.16 – Deslocamentos verticais do MP-04 durante a escavação das calotas das vias 1 e 2.	269
9.17 – Deslocamentos verticais do MS-04 durante a abertura do túnel piloto.	270
9.18 – Deslocamentos verticais do MS-04 durante a abertura das calotas das vias 1 e 2.	270
9.19 – Deslocamentos verticais do TP-02 durante a abertura do túnel piloto	271
9.20 – Deslocamentos verticais do TP-02 durante a abertura das calotas das vias 1 e 2.	272
9.21 – Deslocamentos verticais do TS-02 durante a abertura do túnel piloto.	272
9.22 – Deslocamentos verticais do TS-02 durante a abertura das calotas das vias 1 e 2.	273
9.23 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 1,2 m	274
9.24 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 15,9 m	275
9.25 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 45,5 m	275
9.26 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 1,2 m	276
9.27 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 15,9 m	277
9.28 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 45,5 m	277
9.29 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 15,9 m	278
9.30 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 1,2 m	279
9.31 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 45,5 m	279
9.32 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 1,2 m	280
9.33 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 15,9 m	281
9.34 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 45,5 m	281
9.35 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 1,2 m	282
9.36 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 15,9 m	282
9.37 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 45,5 m	283
9.38 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 1,2 m	284
9.39 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 15,9 m	284
9.40 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 45,5 m	285
9.41 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 1,2 m	286
9.42 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 15,9 m	286
9.43 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 45,5 m	287
9.44 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 1,2 m	287
9.45 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 15,9 m	288
9.46 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 45,5 m	288
9.47 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 1,2 m	289
9.48 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 15,5 m	289
9.49 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 45,5 m	290
9.50 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 1,2 m	291
9.51 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 15,9 m	291
9.52 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,36$ e a frente de escavação a 45,5 m	292
9.53 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 1,2 m	292
9.54 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 15,9 m	293
9.55 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,50$ e a frente de escavação a 45,5 m	293
9.56 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 1,2 m	294
9.57 – Deslocamentos verticais: $K_o = 0,80$ e a frente de escavação a 15,9 m	294

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
2.1 – Classificação de portais segundo a forma (modificado - Mitani et al., 1999)	18
2.2 – Classificação de portais conforme a decoração (modificado - Mitani et al., 1999)	18
2.3 – Soluções adotadas para emboques em difíceis condições geológico-geotecnicas em túneis na Itália (modificado -Barisone et al., 1983, citado em MIR, 2002).	25
3.1 - Propriedades geométricas e condições das descontinuidades levantadas em rochas cristalinas na área do shopping piedade e adjacências (modificado - CARG/PMS, 2004)	37
3.2 – Principais parâmetros geotécnicos da Formação Barreiras (Modificado - CARG/PMS, 2004)	47
3.3 – Principais parâmetros geotécnicos da Formação Pojuca (Modificado - CARG/PMS, 2004)	68
3.4 – Principais parâmetros geotécnicos do domínio dos solos do complexo cristalino (Modificado - CARG/PMS, 2004)	69
4.1 – Quantidade de ensaios de campo realizados por campanha	72
4.2 – Locais ensaiados com o método sísmico	91
4.3 – Parâmetros de aquisição no método sísmico de reflexão (modificado - IPT, 2000)	93
4.4 – Exemplo de modelo adotado na geração do sismograma sintético - trecho do Colégio Central	93
4.5 – Blocos indeformados	95
4.6 – Resultado de ensaios de caracterização nos blocos indeformados	98
4.7 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento	101
4.8 – Comportamento tensão-deformação das amostras cisalhadas	103
4.9 – Módulo de deformabilidade obtido em ensaio triaxial com trajetórias: $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$ com condição de adensamento $\sigma_3 = K_0.\sigma_1$.	105
4.10 – Classificação granulométrica do solo com base: CPT-02, SPets01 e DMT-03 e ensaio granulométrico de laboratório	108
4.11 – Classificação granulométrica do solo com base: CPT-03, SPets02 e DMT-02	108
5.1 – Resultados obtidos com a célula Ko-UFBa	122
6.1 – Técnicas de medição de pressões laterais (modificado - Abdelhamid & Krizek, 1976)	134
6.2 – Fórmulas empíricas para obtenção de Ko (modificado - Ferreira, 1982)	155
6.3 - valores de Ko em função do Coeficiente de Poisson, segundo Eq. 7.5	157
6.4 – Correção para valores de Ko de argilas sobreadensadas – Ko(OC).	160
6.5 – Deformações mínimas para mobilização de estados plásticos (modificado Wu, 1975, citado em ABMS/ABEF, 1996)	163

6.6 – Valores de K obtidos em amostras indeformadas do poço 01 – K_0 (distante da contenção) e poço 02 – K alterado (próximo à contenção)	172
7.1 – Cronograma de eventos quando das obras do emboque Lapa	182
8.1 – Dados geométricos do túnel analisado	213
8.2 – Parâmetros geotécnicos do solo natural (tipo a e b) e do meio equivalente solo+enfilagem (tipo i).	214
8.3 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com os diversos métodos de calculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 1.D.	221
8.4 - Deslocamentos verticais na superfície do terreno com os diversos métodos de calculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 1.D.	221
8.5 – Momentos máximos observados na enfilagem com os diversos métodos de calculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 1.D.	223
8.6 – Deslocamentos verticais no teto do túnel com os diversos métodos de calculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 4.D.	226
8.7 – Deslocamentos verticais na superfície do terreno com os diversos métodos de calculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 4.D.	226
8.8 - Momentos máximos observados na enfilagem com os diversos métodos de calculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 4.D.	228
8.9 – Parâmetros das peças estruturais	231
8.10 – Parâmetros geotécnicos da areia siltosa	234
8.11 – Propriedades das peças estruturais	235
8.12 – Etapas de escavação	238
9.1 – Parâmetros do maciço adotados nas análises numéricas	252
9.2 – Parâmetros das peças estruturais	252
9.3 – Divisão longitudinal da malha 3D do Plaxis Tunnel	254
9.4 – Fases de cálculo – Plaxis 3D Tunnel	256
9.5 – Deslocamentos verticais no piso e teto do túnel nas seções do Emboque e 42-P	296

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

- 2D – Bidimensional;
- 3D – Tridimensional;
- A - Área da seção transversal;
- A – Grau de alteração da rocha;
- ABEF – Associação Brasileira de Engenharia de Fundações;
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- A_{cen} - Área da cambota;
- AIPCR – Association Mondiale de la Route;
- ASTM – American Society for Testing and Materials;
- C – Carga de compressão na estaca;
- c – Coesão;
- C – Grau de coerencia da Rocha;
- C* = Coesão de um meio equivalente consolidado (Lombardi, 1978);
- CARG/PMS – Coordenação de Áreas de Risco Geológico / Prefeitura Municipal de Salvador;
- Cc – Índice de compressão oedométrica;
- CCO – Centro de Controle Operacional;
- CCP - Chemical Churning Pile;
- CD – Ensaio triaxial Consolidado Drenado;
- CEN - European Committee for Standardization;
- CH – Argila de alta plasticidade;
- CL – argila de baixa plasticidade;
- CPT – Cone Penetration Test;
- CPTU – Cone Penetration Test com Medição de pressão neutra;
- D – Diâmetro do túnel;
- D – Valor da constante na função proposta por Tsytoovich (1976);
- d - Distancia entre cambotas;
- DER-SP – Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo;
- DF – Distrito Federal;
- DMT – Dilatometer Test;

e – Índice de vazios;

E – Módulo elástico;

E_{50} – Módulo elástico do maciço correspondente a uma tensão confinante de referência;

E_{cls} e E_{acc} - Modulo elástico do concreto e do aço;

E_d – Modulo dilatométrico obtido no DMT;

E_{oed} – Módulo oedométrico tangente para uma tensão vertical de referencia;

ETAG - European Technical Approval Guidelines;

F – Fator de segurança;

f_s – Atrito lateral medido no ensaio CPT;

FS – Forças virtuais existentes na circunferência de abertura do túnel (Wittle, 2000);

f_{yk} – Tensão nominal na barra de aço;

G – Módulo cisalhante do material;

H – Altura da contenção;

H – Altura de cobertura do túnel;

I – Momento de inércia;

I_d – Índice de material obtido no DMT;

INPI – Instituto Nacional de Patentes Industriais;

IP – Índice de plasticidade;

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo;

J_{cen} - Momento de inércia da cambota;

JG - Jet grout;

K – Coeficiente de empuxo.

K – Coeficiente de rigidez da mola;

K_a – Coeficiente de empuxo ativo;

K_{alt} – Coeficiente de empuxo alterado pela presença da contenção;

K_{cr} – Coeficiente de empuxo no repouso critico (Wong & Kaiser, 1986);

K_d – Índice de tensão horizontal obtido no DMT;

K_o – Coeficiente de empuxo no repouso;

K_p – Coeficiente de empuxo passivo;

L/D – Relação entre o comprimento e o diâmetro do corpo de prova cilíndrico;

LL – Limite de liquidez;

\ln – Logaritmo na base e;

log – Logaritmo na base 10;

LP = Limite de plasticidade;
M – Módulo oedométrico;
M – Momento fletor;
METROSAL – Metropolitano de Salvador;
MH = Silte de alta plasticidade;
MIR – Mecanica e Ingegneria delle Rocce;
ML – Silte de baixa plasticidade;
MS/MP – Marco superficial;
NA – Nível de água;
 N_{adm} – Carga admissível;
NBR – Norma Brasileira;
NBR – Norma Brasileira;
NC – Normalmente consolidado;
 N_{cen} , M_{cen} e T_{cen} - Força normal, momento fletor e força cisalhante na cambota;
 N_{cls} - Força normal no concreto projetado por metro de profundidade.
NE – Nordeste;
N-SPT – Numero de golpes para 30cm de penetração, realizado na sondagem de simples reconhecimento;
NTBS - National Transportation Safety Board;
 N_{tot} , M_{tot} e T_{tot} : Força normal, momento fletor e força cisalhante no revestimento equivalente por metro de profundidade;
NW – Noroeste;
NW – Noroeste;
OCR – Over consolidation Ratio (Coeficiente de sobre adensamento);
OCR – Sobreadensado;
P – Carga vertical total na cambota;
p – Pressão;
PDE – Programa Diretor de Encostas;
 P_o – Empuxo horizontal;
 p_o – Pressão inicial;
 p_o e p_1 – Pressões corrigidas obtidas no DMT;
QC – Resistência de ponta medida no ensaio CPT;
R – Distancia radial em que as deformações tendem a zero (Randolph & Wroth, 1979);

R – Grau de rugosidade da rocha;
 R - Raio do túnel;
 R^2 – Índice de correlação de uma função;
 RAM / RAD – Rocha alterada mole / Rocha alterada dura;
 RMS- Região Metropolitana de Salvador;
 RQD – Rock Quality Designation;
 rt – Raio do tirante;
 S - Espessura do concreto projetado.
 S – Grau de saturação;
 SE – Sudoeste;
 SL – Seção de instrumentação;
 SM – Sondagem mista;
 SP – Sondagem a percussão;
 SPT – Standard Penetration Test;
 SR – Sondagem rotativa;
 Su – Resistência não drenada;
 SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos;
 T – Carga de tração no tirante ;
 T - Resistência ao cisalhamento (Lombardi, 1978);
 TS/TP – Tassômetro;
 u – Pressão neutra;
 uo – Pressão neutra inicial;
 V – Volume;
 W – Umidade natural;
 W_L – Limite de liquidez;
 W_p - Limite de plasticidade;
 X – Distancia do ponto considerado à linha de tirante na cortina atirantada;
 Z – Distancia entre tirantes na cortina atirantada;
 z – Profundidade de escavação;
 $\Delta s_1 = s_{1f} - s_{1o}$
 $\Delta s_3 = s_{3f} - s_{3o}$
 δ – Deslocamento horizontal no topo da contenção;
 δ_{max} – Deslocamento máximo vertical máximo no topo da contenção;

δv – Deslocamento vertical no topo da contenção;
 λ – Fator de concentração de tensões radiais (Sousa & Marques, 2001);
 λ – Fator de redução das forças virtuais na circunferência de abertura do túnel (Wittle, 2000);
 θ – Angulo de rotação das tensões no interior do túnel (Sousa & Marques, 2001);
 γ_d – Peso específico aparente seco;
 γ_{nat} – Peso específico aparente natural;
 ν = Coeficiente de Poisson;
 ϕ – Angulo de atrito;
 s''_{v0} – Tensão efetiva vertical inicial;
 s_1 – Tensão principal maior;
 s_3 – Tensão principal menor;
 s_h'' – Tensão horizontal efetiva;
 s_v'' – Tensão vertical efetiva;

Capítulo

1

Introdução

Qualquer projeto de obra subterrânea abrange um conjunto de situações particularmente difícil para a engenharia civil. Uma obra subterrânea não é como uma obra realizada na superfície, em que o controle dos materiais, e, conseqüentemente, suas características comportamentais, as sobrecargas e as tensões e deslocamentos induzidos são passíveis de serem definidos com maior precisão. Ao contrário, em se tratando da abertura de um túnel, o equilíbrio preexistente é quebrado e o comportamento tensão-deformação do solo e materiais envolvidos podem apenas ser estimados.

Outra particularidade de uma obra subterrânea é que a maior solicitação acontece ao final da escavação do túnel, quando o suporte ainda não acabado, está longe de suportar os carregamentos previstos. Este é o momento mais crítico da obra, em que todas as tensões são canalizadas para o contorno da abertura. Esta situação crítica, em muitos casos, não pode durar muito tempo, necessitando, assim, de ações imediatas para mitigar as deformações que ocorrerão na massa de solo ou rocha.

A massa de solo ou rocha deverá, por efeito arco, suportar a redistribuição das tensões ao redor da cavidade, minimizando a ocorrência pontos de plastificação e colapso. Neste momento, uma nova dificuldade ocorre, uma vez que o maciço, solo ou rocha, é descontínuo, não-homogêneo e anisotrópico, e seu comportamento varia muito em função da profundidade, do tipo de solicitação, da presença ou não de água e da morfologia.

Quando se trata de emboques de túneis, a complexidade é ainda maior, uma vez que, normalmente, estes ocorrem em zonas de transição entre solo e rocha (ou rocha intemperizada e não confinada), possuem comportamento tipicamente tridimensional, necessitam de obras de contenção acima e/ou abaixo da abertura, apresentam, em geral, pouca cobertura, podem conter construções preexistentes e interferências diversas acima do nível do túnel e são caracterizados por um trecho do túnel que necessita ser rapidamente transposto. Aliada a tais problemas, existe, cada vez mais, uma crescente exigência pela sociedade quanto aos fatores paisagísticos, arquitetônicos, de funcionalidade e segurança operacional e ambientais que cercam os projetos de emboques na atualidade.

No caso do emboque Lapa, do trecho Lapa-Pólvora, do Sistema Metroviário de Salvador (Metrosal), além de todos os fatores que envolvem a construção de um portal de túnel, mais duas vertentes deram a esta obra um caráter particular: a necessidade de executar uma obra de tal complexidade, dentro de uma estação de transbordo rodoviário - cujo acesso é feito por milhares de pessoas/dia - sem que o sistema fosse interrompido, e a existência de dezenas de interferências, como a infraestrutura da cidade e as construções pré-existentes, a maior parte delas sem qualquer tipo de cadastro.

Partes deste trabalho já foram publicadas em Silva & Assis (2008) e Silva et al. (2008, 2009).

1.1 - OBJETIVOS DA TESE

O presente trabalho tem como objetivo principal estudar o comportamento de emboques de túneis, por meio da comparação de dados de instrumentação e simulações numéricas. Uma vez que a construção de emboques de túneis, normalmente, envolve estruturas auxiliares de contenção (internas e externas), é parte deste estudo a análise de como estas estruturas influenciam os parâmetros geotécnicos originais do solo e, conseqüentemente, o comportamento tensão-deformação da obra.

No intuito de empreender tal estudo, busca-se traçar o perfil do solo residual do granulito, com todas as suas propriedades geotécnicas, e desenvolver um

equipamento de laboratório para obtenção rápida e confiável do coeficiente de empuxo no repouso.

Para tal, foi escolhido como objeto de estudo o emboque Lapa, do trecho Lapa-Pólvora, do Sistema Metroviário de Salvador, localizado na estação de transbordo rodoviário de mesmo nome. A construção deste emboque apresentou uma série de deformações anômalas, não previstas no projeto original, gerando a necessidade de intervenções de reforço e a elevação no número de investigações de campo e da instrumentação.

Após um estudo detalhado sobre os diversos métodos de cálculo e programas computacionais, realizados no Politécnico de Torino (Itália), optou-se pela simulação numérica tridimensional do comportamento do maciço do emboque Lapa-Pólvora, estruturas de contenções e edificações situadas acima, utilizando o programa Plaxis 3D Tunnel (Brinkgreve & Vermeer, 2001b). O monitoramento da obra foi fornecido por um programa de instrumentação completo para medir o deslocamento das edificações, do túnel e das estruturas de contenções.

Esta tese de doutorado se enquadra na linha de pesquisa de obras subterrâneas do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. É uma extensão do trabalho de Prandina (1999), Chissolucombe (2001) e, mais recentemente, Foá (2005).

Todo o trabalho de pesquisa foi realizado em conjunto com o Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, a Companhia de Transporte de Salvador e o Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Dell'ambiente e delle Geotecnologie (DITAG) do Politecnico di Torino (Itália). A primeira instituição foi responsável pela instrumentação e parte dos ensaios de campo e de laboratório; a segunda permitiu a utilização e a divulgação dos dados apresentados para o emboque Lapa, enquanto a terceira entidade propiciou os ensaios em escala de laboratório e a modelagem de emboques com diversos programas numéricos.

1.2 - ESCOPO DA TESE

Na sua estrutura interna, esta tese está dividida em dez capítulos, inclusive este de introdução, apresentação e objetivos.

O Capítulo 2 aborda os emboques de túneis, com ênfase nos emboques rodoviários, do ponto de vista da arquitetura, funcionalidade, segurança, meio ambiente e métodos construtivos.

O Capítulo 3 expõe a caracterização física da cidade do Salvador, particularmente a do local de construção do emboque Lapa, quanto aos aspectos da geologia, da geotecnia e da geomorfologia. Também aborda o projeto do emboque Lapa, métodos construtivos e parâmetros adotados para o dimensionamento das suas diversas estruturas.

O Capítulo 4 apresenta o amplo programa de investigações geotécnicas de campo e de laboratório executado no local do emboque Lapa, e traça um perfil de distribuição dos parâmetros geotécnicos, obtidos pelos diversos métodos de ensaios no solo residual do granulito.

O Capítulo 5 descreve o desenvolvimento da célula K_0 -UFBa, com seus principais componentes e metodologia de ensaio. São apresentados e comparados resultados obtidos com este equipamento e ensaios de campo realizados no mesmo local.

O Capítulo 6 proporciona uma extensa revisão bibliográfica sobre o parâmetro de empuxo no repouso (K_0), métodos para sua obtenção, influência deste valor sobre a previsão do comportamento de estruturas subterrâneas e de que forma as contenções existentes no emboque podem afetar seu valor.

O Capítulo 7 faz referência às instrumentações interna e externa implantadas no emboque e apresenta os valores encontrados ao longo das diversas etapas construtivas.

O Capítulo 8 aborda os diversos tipos de modelagem para emboque de túneis, as considerações, simplificações e limitações de cada técnica. Por meio de um exemplo hipotético e de um modelo construído em escala de laboratório, compara os resultados levantados com diversos métodos analíticos e numéricos.

O Capítulo 9 apresenta as simulações numéricas realizadas no emboque Lapa com o programa Plaxis 3D Tunnel versão 1.1. São assinaladas as considerações na aplicação do programa, resultados obtidos para os deslocamentos verticais e efetuadas comparações com dados da instrumentação.

O Capítulo 10 apresenta as conclusões do trabalho e sugestões para novas pesquisas.

Após este último capítulo são listadas as referências bibliográficas citadas durante o trabalho e os apêndices desta tese.

Capítulo

2

Emboques de Túneis

Em primeiro lugar, é necessário definir a extensão do trecho que poderia ser considerado o emboque (ou desemboque) de um túnel. Vários pontos de vista poderão ser adotados para sua caracterização:

- Trecho de transição entre o túnel e o meio ambiente externo; desta forma, aqui estariam englobados fatores ambientais, tais como iluminação natural, temperatura e proteção contra deslizamentos;
- Comprimento cuja escavação do portal poderia causar algum deslocamento na superfície do terreno, teoricamente entre 1 e 1,5 vezes o diâmetro do túnel;
- Comprimento em que o efeito tridimensional não é mais um condicionante de projeto, podendo ser efetuadas análises bidimensionais sem causar sensíveis diferenças de resultados; neste caso, a extensão poderia ser ligeiramente elevada para até duas vezes o diâmetro do túnel (Zhang et al., 2005);
- Trecho em que possíveis estruturas de contenção de emboque não mais produzem efeitos sobre o diagrama de tensão inicial do solo, ou seja, retorno à condição de repouso (K_0). Neste caso, a topografia, a altura e o tipo de contenção passam a ser condicionantes para definição deste comprimento;
- No caso particular em que uma camada de solo capeia a rocha, o emboque pode ser considerado como o trecho de transposição em solo (e/ou rocha alterada) até a rocha sã, em que será desenvolvido o túnel.

Alguns autores costumam separar o portal - considerando-o como somente a estrutura do pórtico de entrada do túnel -, do trecho do emboque propriamente dito.

Porém, para a maior parte da literatura internacional, os termos portal e emboque se confundem.

O DER-SP (2005), por exemplo, definiu a estrutura do portal como o conjunto dos elementos estruturais e arquitetônicos que compõe a entrada do túnel, e o emboque propriamente dito como o trecho inicial do túnel, cuja extensão é de cerca de três vezes o seu diâmetro, a partir da seção do portal.

Com base no exposto, salvo alguma particularidade com relação à geologia ou à geometria do emboque, a consideração de três vezes o diâmetro do túnel para sua extensão é bem razoável.

A execução de um emboque é um problema técnico complexo em relação à construção do túnel, devido às particularidades geológicas e geotécnicas, seja das camadas superficiais de solo e/ou rocha envolvidas na escavação, seja dos taludes que circunvizinham a estrutura, somados aos aspectos ambientais e paisagísticos.

Porém, além dos aspectos construtivos, existem os problemas operacionais. Serra (2006) chama a atenção para a funcionalidade do emboque, do ponto de vista da segurança de tráfego, e, particularmente em centros urbanos, do impacto do sistema viário de acesso. Segundo este autor são funções macros dos emboques:

- Graduar a transição de um ambiente aberto para um espaço confinado e sem iluminação natural;
- Apresentar uma geometria estética, conforme o meio ambiente circulante;
- Proteger a via de deslizamentos de terra, rocha, neve ou gelo.

O DER-SP (2005) acrescenta também os aspectos de:

- Assegurar a segurança contra vandalismo, impedindo o lançamento de objetos sobre a pista;
- Garantir a drenagem adequada do talude a montante, evitando erosões e que grandes volumes de água atinjam os veículos.

2.1 - OCORRÊNCIAS EM EMBOQUE

As ocorrências em emboque podem ser divididas em três tipos. O primeiro relacionado à construção; o segundo, à operação, e o terceiro tipo, no caso particular de emboques rodoviários, com relação ao tráfego.

2.1.1- OCORRÊNCIAS RELACIONADAS AO COLAPSO DO PORTAL EM CONSTRUÇÃO

De acordo com Gercek (2005), as ocorrências relacionadas à construção dos portais de túneis podem ser assim explicadas:

- Nos portais, as rochas são mais fraturadas e intemperizadas, assim como os solos são mais porosos, necessitando de um sistema de suporte próprio;
- A presença da escavação do túnel interfere em toda estabilidade do talude natural acima e abaixo do emboque;
- Na região do portal, as tensões são mais influenciadas pela geologia e pela topografia, o que causa uma elevada não uniformidade em sua distribuição, tornando mais difícil a estimativa de valores;
- A influência dos métodos utilizados para escavação é maior em face da presença de uma superfície livre: o suporte do túnel, por exemplo, permanece em condição crítica até que alguns metros de suporte sejam concluídos.
- A interferência de fenômenos sísmicos é maior no portal;
- Como o portal é a primeira área de trabalho, é natural que não exista, ainda, um conhecimento pleno dos materiais envolvidos; por outro lado, é uma zona que deve ser transposta o mais breve possível, garantindo o início imediato da construção do túnel.

Outra razão importante para o colapso do portal em construção está na análise erroneamente bidimensional que é aplicada durante a fase de projeto. Segundo Oreste & Peila (1999) a utilização de modelos bidimensionais, principalmente em presença de técnicas de reforço de solo, sejam internas (enfilagem, reforços de face de escavação), sejam externas (obras de contenção), conduz a resultados extremamente falhos.

Moraes Jr. et al. (2001) afirmam que técnicas utilizadas para simulação de análises em 3D utilizando programas 2D não conduzem a resultados satisfatórios. Constataram também que nestas técnicas podem ser verificados deslocamentos verticais para cima no momento da ativação do suporte com elevada rigidez quando comparada a do solo e túneis com baixa cobertura. É claro que esta tendência não é realista.

Não existe uma estatística confiável sobre as ocorrências em cada trecho do túnel durante a sua construção. Mas, certamente, em face das particularidades descritas, o índice de ocorrência em emboques é, consideravelmente, elevado.

Um levantamento efetuado por Seidenfuß (2006), sobre acidentes durante a construção de túneis, apontou, ao menos sete grandes ocorrências em emboques ou próximos a eles.

Yashima et al. (2001) relataram um grande escorregamento envolvendo solo argiloso pouco intemperizado que obstruiu completamente o emboque do A-tunnel, no Japão. Os autores fizeram uma retroanálise e concluíram que, antes da escavação do emboque, o fator de segurança era próximo à unidade. No entanto, com as obras do emboque, este fator foi ligeiramente reduzido, resultando no colapso do talude situado acima do emboque, que teve, como consequência, seu comprimento aumentado em 40 m, com a construção de um falso túnel

Um relato similar foi efetuado por Yüncü et al. (2002), no portal Uluburun da auto-estrada Giresun-Espiye, Turquia. O talude formado pela mistura de solo e rocha de origem vulcânica sobre o emboque rompeu, obstruindo totalmente a entrada do túnel esquerdo, e, parcialmente a entrada do túnel direito. A ruptura apresentou forma de cunha, com 3 a 4 m de profundidade. Dentro da massa rompida, havia blocos de rocha de até 2 m de diâmetro que danificaram parte das obras já construída. Para solução do problema, foi necessário um tratamento com grampos e concreto projetado no talude e aumento do emboque em 24 m no sistema “*cut and cover*”.

Após o avanço de um diâmetro e meio do Ranganadi Head Race Tunnel, na Índia, Mahajan & Badareenarayana (1997) relataram um movimento de terra a 25 m sobre o Intake Portal. O túnel possuía 3,5 m de altura e foi escavado no sistema calota e bancada (rebaixo). O projeto previa a confecção de um talude suave com três

bermas intermediárias. A superfície de ruptura do talude foi detectada no contato entre o solo intemperizado jovem e a rocha, obrigando uma alteração do projeto, com a aplicação de 470 ancoragens e revestimento em concreto projetado (solo grampeado).

2.1.2 - OCORRÊNCIAS RELACIONADAS AO COLAPSO DO PORTAL EM OPERAÇÃO

Uma causa frequente de ocorrências em emboques de túneis em operação está relacionada aos deslizamentos de terra, rocha ou neve, que obstruem, parcial ou totalmente, o portal.

Baek et al. (2005) analisaram o risco de colapso em 151 portais em operação na Coréia, com relação à possibilidade de deslizamentos de taludes acima do portal. O trabalho atribuiu pontos ponderados para dados como material envolvido (tipo, grau de intemperização, presença de água, declividade, vegetação etc.), propriedades do portal (tipo, idade, volume de tráfego, fatores econômicos etc.) e relatos históricos e sinais evidentes de colapso. Como resultado, os portais foram classificados em cinco categorias, conforme o tipo e a urgência de ações mitigadoras. Segundo os autores, um em cada quatro portais na Coréia atingiu pontuação superior a cinquenta, o que necessitaria de intervenções em curto prazo.

Com base no elevado índice de incidentes ocorridos em portais em operação, Koçkar & Akgun (2005) propuseram um fluxograma de ações direcionadas para o projeto de emboques em rochas brandas, buscando a minimização dos riscos. O estudo de casos envolveu investigações geológicas, caracterização dos materiais e avaliações de risco no campo, dando ênfase às cargas aplicadas e às deformações ao redor do túnel. Também foram utilizados programas computacionais 2D e 3D, de forma a fundar decisões técnicas apropriadas, visando à otimização do projeto.

Alguns casos estão diretamente relacionados às condições ambientais em que os emboques estão expostos. O NTSB (2003) descreveu a investigação efetuada no Portal Leste do Túnel Boston I-90, quando parte da cobertura do emboque entrou em colapso sobre um veículo, provocando uma vítima fatal, na semana em que a obra foi aberta ao tráfego. A conclusão do trabalho apontou para a ruptura do epóxi

utilizado na ancoragem de sustentação das lajes do pórtico. Uma das possibilidades analisadas seria a influência da alta variação de temperatura a qual os trechos dos emboques estão sujeitos, sobre o comportamento dos materiais envolvidos na construção.

2.1.3 - OCORRÊNCIAS RELACIONADAS AO TRÁFEGO

Aqui é dado maior ênfase a túneis rodoviários, cujas ocorrências são sensivelmente maiores.

Nussbaumer (2007) elaborou um amplo estudo estatístico em túneis, na Áustria, entre os anos 1999 e 2003. A Fig. 2.1 mostra a proporção de acidentes com feridos por um milhão de veículos-quilômetros por trechos do túnel com tráfegos unidirecional e bidirecional.

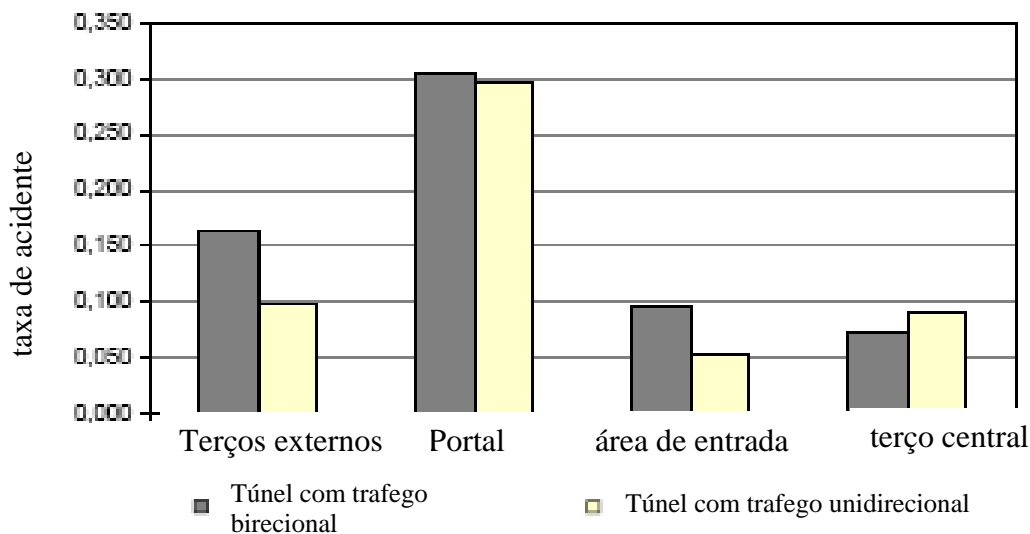


Figura 2.1 - Taxa de acidentes (acidentes com feridos/1 milhão de veículos-quilômetros) em túneis com tráfegos uni e bidirecionais na Áustria (1999-2003) – (Modificado – Nussbaumer, 2007)

O gráfico mostra que a taxa de acidentes com feridos originados em emboque é superior a de todos os demais trechos somados, e, neste caso, quase não há diferença se o túnel possui tráfego uni ou bidirecional. Esta observação é agravada pelo fato de que, em túneis, a probabilidade de acidentes com vítimas fatais é duas

vezes maior que em vias abertas (Nussbaumer, 2007). Outro dado interessante desta pesquisa é que, ao contrário dos demais trechos do túnel, o índice de acidentes de um veículo isolado é maior que colisões entre veículos nos portais.

Estes dados são corroborados em estudo semelhante, realizado na Noruega (Norwegian Public Roads Administration, 1997), que mostra que um quarto das vítimas fatais em acidentes envolvendo veículos em estradas acontece em emboques de túneis.

O mesmo trabalho aponta alguns fatores que podem ser associados às estatísticas apresentadas:

- A diferença de luminosidade na entrada e na saída do túnel;
- A diferença na adesão de pisos diferentes (água, gelo, neve);
- Colisões simples com o pórtico de entrada;
- Aceleração excessiva ao avistar o portal de saída do túnel;
- Problemas na geometria do acesso (curva, desníveis etc.);
- Desrespeito à sinalização, que indica possibilidade de obstruções no acesso ao túnel.

2.2 – PROJETO DE EMBOQUES

Atualmente nota-se uma crescente preocupação com a segurança, funcionalidade e inserção ambiental e paisagística nos emboques de túneis. Nesse sentido, a arquitetura adquire um papel fundamental no projeto de emboques.

O National Project for Design and Construction Standards in Underground Works (1997) propôs a realização de um fluxograma a ser seguido durante o desenvolvimento de projetos arquitetônicos de portais de túneis, que tem como itens principais:

- Análise ambiental e paisagística;
- Investigações geológico-geotécnicas de campo;
- Análise da influência do portal sobre a superfície e prováveis estruturas aí existentes;
- Previsão do comportamento mecânico do maciço;
- Projetos arquitetônicos e de meio ambiente;

- Projetos e cálculos estruturais.

Segundo Peila & Pelizza (2002), complementado por Serra (2006), para elaboração de projetos de emboques é necessário levar em conta os seguintes fatores:

- Morfologia e topografia do local;
- Geologia;
- Características geotécnicas e de estabilidade dos taludes abaixo e acima do emboque (deslizamentos, queda de blocos etc.);
- Hidrologia e hidrogeologia;
- Presença de estruturas próximas (estradas, edificações, infraestrutura de acesso etc.);
- Direção da escavação (perpendicular ou não ao talude);
- Meio ambiente (paisagem, ruídos etc.);
- Condições de segurança durante a construção e operação;
- Orientação topográfica com relação aos acessos (visibilidade e conforto de direção durante a entrada e a saída);
- Localização do canteiro de obra e tempo de construção.

No caso particular de áreas urbanas, outros elementos também devem ser considerados:

- Integração do projeto arquitetônico ao ambiente da cidade;
- A presença de infra-estrutura urbana e edificações;
- Presença de área verde (existente ou planejada);
- Integração ao sistema rodo-ferroviário existente.

Ainda em vias urbanas, os mesmos autores recomendam que a presença de pontos que distraiam a atenção do motorista, tais como estruturas sobre o emboque, monumentos e outros, deva ser evitada.

AIPCR (1999) enumera alguns aspectos para minimização de potenciais de riscos, no caso de projeto de portais rodoviários:

- Barreiras de segurança;
- Ofuscamento;
- Reflorestamento;
- Poluição acústica;

- Vibração;
- Poluição atmosférica;
- Situações climáticas desfavoráveis;
- Bordo do emboque.

As barreiras de segurança metálicas ou de concreto devem direcionar o veículo para dentro do túnel.

O ofuscamento pode ser direto ou indireto. No primeiro tipo, o portal deverá ser projetado para frente, de forma a evitar este efeito; já no segundo, como o ofuscamento é provocado pelo reflexo causado sobre as estruturas do portal, a utilização de vegetação é essencial.

Ainda com relação ao ofuscamento, Moura (2006) realizou um trabalho sobre iluminância na zona limiar de túneis que equivale ao trecho do emboque. Segundo o autor, esta zona corresponde a de maior incidentes com relação a veículos proveniente, exatamente, do ofuscamento. Para minimizar o problema, propõe cinco estratégias, aqui colocadas por ordem de dispêndio para sua implementação:

- Tratamento superficial do pavimento, de forma a reduzir a luminância de véu equivalente:
- Controle da incidência luminosa no plano do portal:
- Alteração do projeto do portal, buscando diminuir as fontes de ofuscamento e aumentar a penetração da luz difusa por reflexão;
- Implantação de túnel falso no emboque, dosando a luz por aberturas zenitais e laterais;
- Otimização de painéis fotovoltaicos, suprimindo, total ou parcialmente, a iluminação em todas as zonas do túnel.

A Fig. 2.2 mostra uma área teste selecionada no emboque Gramado (TE-3). Com apenas a implementação das duas primeiras estratégias, ou seja, com o capeamento do pavimento de concreto com uma fina camada de asfalto negro e o plantio de vegetação no portal, foi possível uma redução do nível de luminância inicial em 42,5%. Ressalta-se que as duas estratégias representam um valor de dispêndio praticamente insignificante em relação ao custo da obra.



Figura 2. 2 - Emboque Gramado (TE-3). (a) Situação existente. (b) Aplicação das estratégias, alterando a refletância da pista de 30% para 15% (estratégia 1) e substituindo o entorno do portal (estratégia 2) (Moura, 2006).

Com relação ao reflorestamento, torna-se importante a recomposição da vegetação nativa, observando as funções de minimizar o risco de deslizamentos de taludes, sombreamento, antireflexo, barreiras para vento e acústica.

Dois tipos de fontes de ruídos devem ser considerados, um relacionado ao ruído proveniente do tráfego externo ao túnel e o outro proveniente do tráfego interno, mais notadamente a cerca de 60 m do emboque. Destaca-se a importância de se levar em conta ruídos oriundos de vibrações da estrutura enterrada e não convenientemente protegida. Estes problemas tomam maior significado em obras em áreas urbanas.

Os ruídos podem ser minimizados com o uso de materiais isolantes acústicos, suavização da topografia, uso de vegetação e barreiras artificiais colocadas do lado de fora do túnel. Embora todas estas providências possam ser adotadas, AIPCR (1999) alerta que não são totalmente eficazes e que, em certos casos, medidas como prolongamento do túnel de forma a isolar uma área específica são recomendadas. Nestes casos, poderão ser utilizadas paredes de concreto forradas com material isolante acústico, coberturas transparentes ligeiramente inclinadas

para evitar o acúmulo de água e com aberturas (janelas) crescentes na direção do tráfego, também revestidas de materiais isolantes acústicos.

Em caso de pedestres e ciclistas, é importante que se faça o trânsito destes convenientemente protegido (podendo ser em nível superior ao da pista de rolamento), além da utilização de placas e sinais de advertência para evitar a utilização de buzinas e alarmes no interior do túnel.

A utilização de revestimentos acústicos no interior do túnel pode trazer alguns problemas em relação à limpeza, à iluminação e à segurança, tendo em vista possíveis descolamentos de placas.

Com relação a vibração, em caso de túneis longos, em que se torna necessária a utilização de centrais de ventilação, é importante o uso de suportes antivibrantes e de materiais isolantes nos condutos de ventilação.

A poluição atmosférica é um dos principais problemas em obras subterrâneas devido ao acúmulo de gases tóxicos provenientes da queima de combustíveis, principalmente quando se trata de obras urbanas com acesso de pedestres e bicicletas. Nestes casos, a utilização de exaustores é essencial para a manutenção da concentração destes gases em valores toleráveis.

A maneira mais eficaz de contornar as situações climáticas desfavoráveis é a mudança de traçado do emboque. Como nem sempre é possível proceder tal mudança, deve-se utilizar pavimentos com maior rugosidade no caso de incidência de chuvas, barreiras contra a queda de blocos de pedra ou avalanches de terra ou neve, avisos em caso de possibilidade de neblina e barreiras de proteção contra vento.

Colonna (1998) ressalta que os aspectos relacionados com as condições externas, mais particularmente com o clima, são cruciais para a localização dos emboques de túneis. Fatores como iluminação, gelo, deslizamento de taludes (ou queda de blocos de rocha), neblina e vento condicionam o tipo e a posição do emboque. O autor salienta ainda que, diante destes fatores adversos, a tendência do motorista é o freio do veículo, o que tem levado a sérios acidentes.

Neste sentido, Colonna (1998) também propõe algumas soluções simples, como correções no traçado da via de entrada e de saída do túnel, de forma a evitar a incidência direta do sol, ou colocação de falso túnel nos emboques. Para minimizar o risco com fatores tais como gelo e vento, é importante, segundo ele, a elevação do grau de rugosidade do pavimento. Também um leve aumento no diâmetro do portal em relação ao diâmetro interno do túnel pode favorecer a ventilação e a luminosidade na zona de transição, e aumentar o raio de visão do motorista.

É conveniente que o bordo externo de um túnel longo seja um pouco mais largo que a seção do túnel. No entanto, isto deve ser obtido em um espaço de pelo menos 100 m de extensão, de forma a não causar um impacto grande na trajetória do veículo ao se aproximar do túnel (AIPCR, 1999).

Ainda AIPCR (1999) ressalta que, quanto à altura do portal, é interessante que seja ao menos 2 m maior que a altura do túnel que pode ser desenvolvida em uma extensão de até 15 m. Estas ações simples contribuem para o aumento da luminosidade interna, tornando mais longa a zona de transição e atenuando a percepção do bordo do portal como um obstáculo.

Para a construção dos portais, o DER-SP (2005) recomenda o uso dos seguintes elementos usualmente aplicados, entre outros:

- Túnel falso de proteção;
- Contenções frontais que protegem o talude;
- Taludes mais abatidos e com bermas que amortecem a queda de objetos;
- Sistemas de drenagem superficial;
- Vigas portais com desenho adequado;
- Pergolados para acomodação visual.

Uma solução interessante em túneis rodoviários, para minimização do ofuscamento e redução do fenômeno psicológico de tendência de aumento da velocidade por parte do condutor, quando se avista o portal de saída, é a adoção de curvas com raios longos próximas aos emboques. Esta estratégia permite que o motorista só aviste a saída a poucos metros desta. O raio de curvatura será tão mais longo, quanto maior for a velocidade de tráfego.

2.2.1 – ARQUITETURA DE EMBOQUES

Mitani et al. (1999) analisaram 1119 portais rodoviários construídos entre os anos de 1963 e 1995, no Japão, procurando estabelecer o desenvolvimento arquitetônico dos emboques ao longo deste período. Com base no formato, estes autores classificaram os portais em seis tipos, sendo o tipo VI subdividido em cinco subgrupos, conforme mostrado na Tab. 2.1. Já a Tab. 2.2 apresenta a divisão proposta pelos autores quanto à decoração dos portais, que foram classificados em cinco grupos, alguns com subgrupos.

Tabela 2.1 – Classificação de portais segundo a forma (modificado - Mitani et al., 1999)

Numero	Tipo de forma	Grupo	subgrupo
1	Asa	I	-
2	Asa arqueada	II	-
3	Protuberante	III	-
4	Corte oblíquo	IV	-
5	Caixa bueiro	V	-
6	Torre de ventilação anexa	VI	1
7	Boca de sino invertida	VI	2
8	Corte oblíquo invertido	VI	3
9	Boca de sino	VI	4
10	outros	VI	5

Tabela 2.2 – Classificação de portais conforme a decoração (modificado - Mitani et al., 1999)

Numero	Tipo de decoração		Grupo	subgrupo
1	coloridos	completamente	A	1
2	coloridos	parcialmente	A	2
3	coloridos	Faixas coloridas	A	3
4	padrões	Riscos verticais	B	1
5	padrões	Riscos horizontais	B	2
6	padrões	Riscos em malha	B	3
7	desenhos	parcialmente	C	1
8	desenhos	completamente	C	2
9	Esculturas		D	-
10	Não decorados		N	-

A Fig. 2.3 apresenta fotos dos diversos tipos de formato e decoração dos portais.

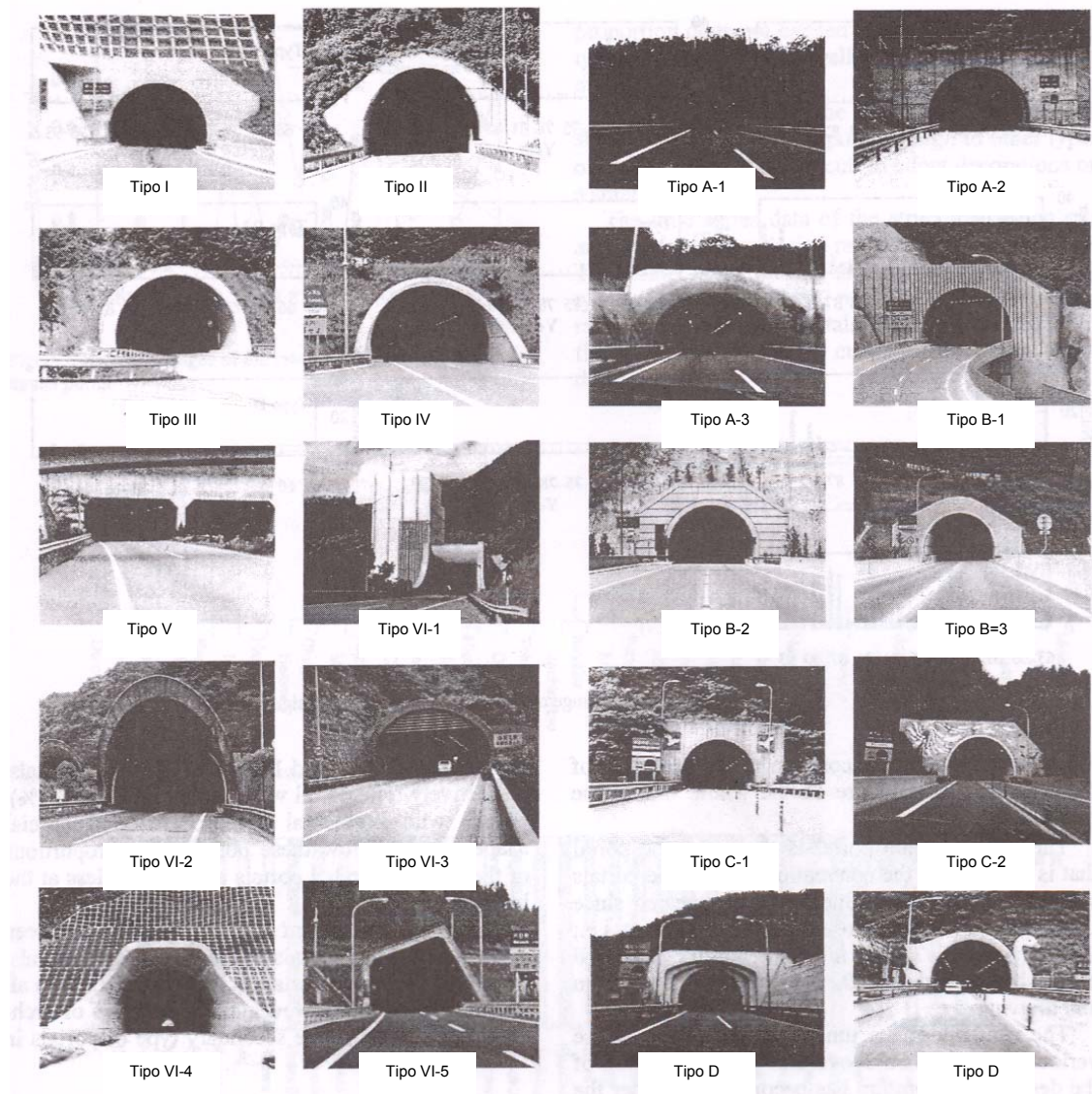


Figura 2.3 – Forma e decoração de portais (modificado - Mitani et al., 1999)

O trabalho de Mitani et al. (1999) mostra o crescimento no uso dos tipos I, II e mais recentemente, o tipo V, e o decréscimo na adoção dos demais formatos. Com relação à decoração, mostra o crescimento do uso dos tipos B1 e B3 e, principalmente, os portais não decorados (tipo N).

Já Langella (1997) classificou os emboques conforme os seguintes formatos:

- Emboque natural (sem estruturas de concreto, pedra etc.) - Adotado quando o material do emboque é estável, não existe afluxo de água e trata-se de linha férrea ou estrada de pouco movimento (Fig. 2.4).

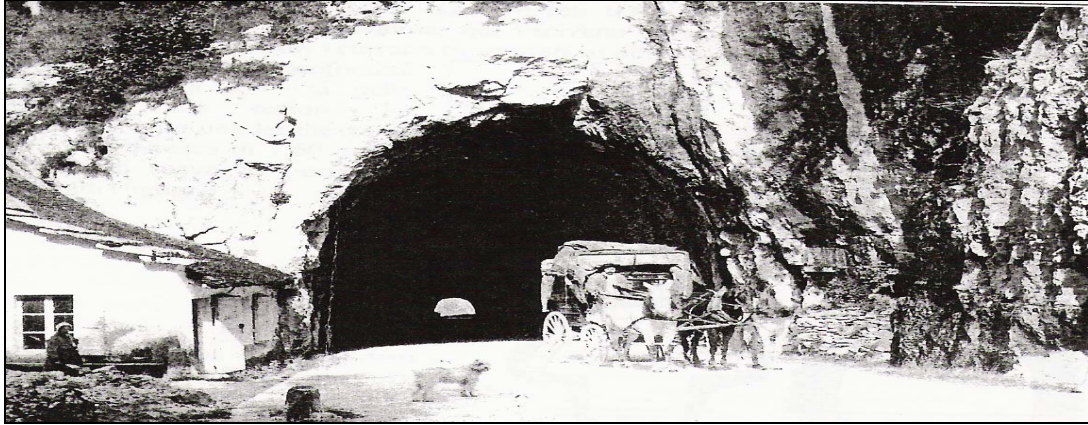


Figura 2.4 - Emboque natural. Galeria di Les Echèlles e Chambéry RN6 - França. (Langella, 1997)

- Portal com corte reto - Pode ter uma forma afunilada ou de moldura em concreto, pedra argamassada ou outro, envolvendo a estrutura do túnel (Fig. 2.5).

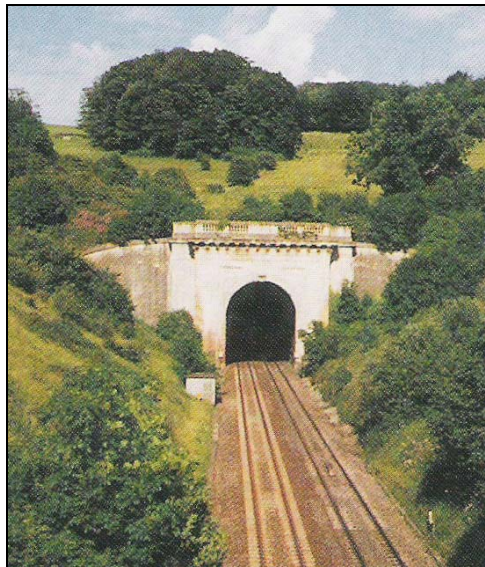


Figura 2.5 - Portal em corte reto. Linha ferroviária sulla linea A4. emboque Oeste - Itália (Langella, 1997).

- Portal em “bico de flauta” - Esta é a forma mais eficaz quando se deseja arrimar o terreno lateralmente. Para tal, o corte das laterais deverá possuir a mesma inclinação do terreno circundante Esta solução faz lembrar um túnel menos

confinado, com acesso luminoso melhor e uma passagem gradual do meio exterior para o meio interno. Nota-se que a cobertura deve se prolongar ao menos 2 m ou 3 m do terreno de cobertura (Fig. 2.6).

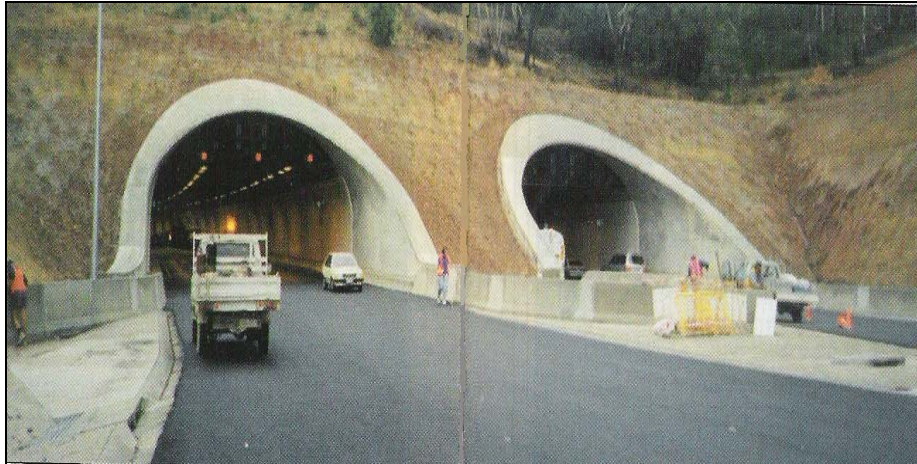


Figura 2.6 - Portal com “bico de flauta” - Autoestrada Adelaide-Crafers - Austrália (Langella, 1997).

- Portal com “bico de flauta inverso” - Esta solução é adotada em locais cuja parede rochosa é praticamente vertical e sofre ameaça de desprendimento de blocos rochosos, solo ou vegetação que reveste a camada rochosa. Este tipo de solução deve ser bem estudada, uma vez que pode trazer problemas com a acústica, a iluminação e um desconforto psicológico, descrito por motoristas como sensação que será “engolido” (Fig. 2.7).

Lacroix et al. (1991) realizaram um interessante trabalho de análise da evolução da arquitetura de portais na Europa. Os autores analisaram vários portais existentes do ponto de vista de integração ao meio ambiente, estudo de impacto, ventilação, segurança, iluminação etc. Também apresentaram parâmetros básicos de forma a fornecer diretrizes para futuros projetos arquitetônicos.



Figura 2.7 - Portal com “bico de flauta invertido”. A8, autoestrada Ventimiglia-Nizza – França (Langella, 1997).

2.3 - MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Os métodos construtivos variam conforme a presença de solos ou rochas na área do emboque.

2.3.1 - EMBOQUES EM ROCHA

A escavação de emboques em rocha, normalmente, envolve materiais fraturados. Conseqüentemente a forma e as dimensões da escavação devem respeitar a geomorfologia. Por outro lado, não seria necessária a utilização de contenções de face e não haveria, a princípio, problemas com o meio ambiente.

No entanto, Peila & Pelizza (2002) alertam para os problemas relacionados aos movimentos de massas rochosas, que podem acontecer tanto na construção, como na operação do túnel. Nestes casos, dois conjuntos de alternativas poderiam ser adotados (Peila et al., 2001): internos (tirantes e grampos) ou externos (malhas, diques, muros ou túnel falso).

A utilização de malhas ou redes está condicionada ao estudo da trajetória dos blocos desprendidos da massa rochosa. O inconveniente das redes é a necessidade de manutenção periódica. Peila & Oggeri (2005) relatam a experiência com a utilização de redes de proteção, equipamentos, técnicas, dimensionamento e

cálculos de trajetória e cuidados com a manutenção. A Fig. 2.8 mostra a utilização de malhas de proteção.



Figura 2.8 – Rede de proteção contra queda de blocos rochosos (Peila & Oggeri, 2005).

Em alguns casos, como mostra a Fig. 2.9, torna-se interessante a associação de duas ou mais soluções, a exemplo de muros de contenção e redes de proteção.



Figura 2.9 – Associação de muros e redes de proteção contra queda de blocos rochosos (Peila & Oggeri, 2005).

Está em reformulação a norma europeia ETAG 27 (2008) que normatiza o sistema de proteção contra a queda de massas rochosas.

Em alguns casos, diante da complexidade de fraturas, o tratamento, por meio de grampos e tirantes e suportes com concreto projetado, pode ser muito oneroso, principalmente devido ao baixo padrão de acabamento deixado após a utilização de explosivos. Powell et al. (1989) relataram as dificuldades construtivas na abertura dos portais da hidroelétrica de Chamera (Índia), em face da baixa qualidade do estrato rochoso. Todo o sistema de grampeamento da rocha foi reforçado, a despeito da quantidade de sobreescavações (capelas) que se sucedeu após o início do uso de explosivos. Neste caso, como se trata de uma galeria com finalidade de canal hidráulico, não houve necessidade de remediações.

No entanto, em se tratando de túneis rodoferroviários, as condições geológico-geotécnicas podem alterar, consideravelmente, a concepção do portal. Güler et al. (2002) relataram as alterações no projeto dos portais das vias 1 e 2, norte, da auto-estrada Ankara-Adana, na Turquia. Em face da presença de um folhelho extremamente instável com orientação praticamente verticalizada, foi necessário elevar as vias 1 e 2 no trecho do emboque. Desta forma, a via 1 foi construída acima de um aterro executado de forma controlada. Para minimizar o efeito de recalque diferencial entre o aterro executado e o solo natural, foi efetuada uma junta flexível entre o emboque e a continuidade do túnel. A estrutura do portal foi utilizada como arrimo para o folhelho, prolongando-se paralelamente ao eixo do túnel na lateral direita. Já para conter o aterro da via 1 (à esquerda), foi erguida uma contenção também paralela ao eixo do túnel.

Na Tab. 2.3, Barisone et al. (1983) (citado em MIR, 2002) relataram algumas soluções adotadas na Itália para emboques em rocha com difíceis condições geológico-geotécnicas.

2.3.2 - EMBOQUES EM SOLO

A arquitetura é consideravelmente mais afetada quando existem taludes em solo com elevada inclinação próximo ao emboque. Nesta situação, faz-se necessário uma estrutura de contenção na face do talude. Já a presença de pequena cobertura sobre o túnel, envolve um reforço estrutural com suportes e estruturas auxiliares.

MIR (2002) alertou para os problemas geotécnicos relacionados às áreas de emboques em solos:

- Instabilidade global do talude acima do emboque;
- Instabilidade local da área circunvizinha ao emboque, principalmente após o desconfinamento causado pela escavação do mesmo;
- Problemas relacionados com a capacidade de carga na fundação, no caso da necessidade de se utilizar túnel falso;
- Instabilidade interna do túnel, devido à baixa cobertura.

Tabela 2.3 – Soluções adotadas para emboques em difíceis condições geológico-geotécnicas em túneis na Itália (modificado - Barisone et al., 1983, citado em MIR, 2002).

Túnel	Seção (m ²)	Localização	Massa rochosa	Problemas encontrados	Método adotado	Tipo de escavação
Serre la Voute (autovia)	78	L, O	planar	Massa instável	Enfilagem	Meia seção (1º calota)
Pictrata-gliata	78	S	planar	Instável e heterogênea	Enfilagem	Meia seção (1º calota)
Spallanzani	60	L	planar	Massa instável	Enfilagem	Meia seção (1º calota)
Serre la Voute (ferrovia)	45	O	planar	Massa instável Possib. deslizamento	Jet grouting	Seção completa
Frejus	95	S	moraine	Massa instável	Estacas de pequeno diâmetro	Seção completa
Clap Forat	78	S	fraturada	Possibilidade deslizamento	Ancoragens passivas	Meia seção (1º calota)
Pontebba	78	S	fraturada	Pequena cobertura	Enfilagem, estacas de pequeno diâmetro, ancoragens	Seção completa
Spallanzani	60	O	Intemperizada	Possibilidade Deslizamento área habitável	Enfilagem, estacas de pequeno diâmetro	Meia seção (1º calota)
Cernobbio	78	S	dura	área habitável	Sistema misto de escavação	Seção completa

Legenda: S=sul; L=leste; O=oeste.

Já Peila & Pelizza (2002) sugerem três tipos de ações no caso de taludes em solos sobre emboques de túneis:

- Técnicas variadas de drenagem (drenos subhorizontais, trincheiras, poços etc.);
- Alteração da topografia com a retirada parcial ou até mesmo total do solo;
- Intervenção estrutural: Cortina atirantada, solo grampeado, muro de arrimo, estaqueamento, paredes de *jet grouting* (Prestes & Rocha, 2004; Vardar et al., 2005a), enfilagem etc.

Para as duas primeiras ações é possível resguardar facilmente o meio ambiente original. No entanto, no terceiro grupo de ações isto nem sempre é possível e uma solução arquitetonicamente aceita não é tão fácil.

O problema é que, com frequência, as técnicas de controle da drenagem não são eficientes isoladamente; normalmente são utilizadas em apoio a uma intervenção estrutural. Por outro lado, a alteração da topografia, principalmente em obras urbanas, está condicionada ao valor do terreno, à topografia original e à presença de edificações e infraestrutura próximas.

De fato, o único sistema realmente eficiente para uma escavação de um emboque em solo, sem o risco de desconfinamento do maciço, é a criação de uma estrutura externa capaz de restituir o equilíbrio de tensões existente. Para tal, algumas soluções são de uso comum, como cortina atirantada, solo grampeado, muro de arrimo, estacas de pequeno e grande diâmetros e estações de *jet grouting*.

Uma técnica interessante, visando resguardar o meio ambiente é descrita por Domon et al. (1999). Tal técnica mostrada na Fig. 2.10, utiliza estacas de pequenos diâmetros inseridas de forma vertical sobre os portais com baixa cobertura em solo, como forma de prevenir a subsidência e estabilizar o talude acima do emboque. O estudo destes autores, conduzido em modelo de escala de laboratório e modelagem numérica, mostrou que a utilização desta técnica reduz as deformações em até 50% em função da malha de estacas adotada.

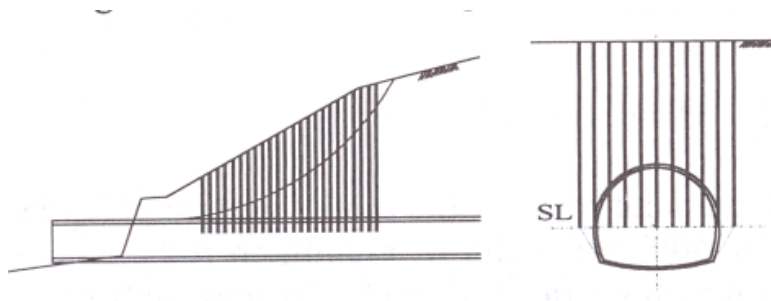


Figura 2.10 – Utilização de estacas de pequeno diâmetro para estabilização de emboque de túneis (modificado - Domon et al., 1999)

Lunardi (2006) apresentou uma técnica que associa a utilização de estacas justapostas e tirantes protendidos. Devido ao pequeno diâmetro das estacas, faz-se necessário um atirantamento ativo sistemático, à medida que a escavação progride, como mostra a Fig. 2.11. O maior problema recai na dificuldade de estabelecer um comprimento de ancoragem suficiente para os tirantes, quando se trata de solos fofos ou moles, para absorver as cargas aplicadas, além das deformações que podem não ser compatíveis com possíveis estruturas situadas na crista.



Figura 2.11 – Utilização de estacas de pequeno diâmetro e tirantes protendidos (modificado - Lunardi, 2006)

A Fig. 2.12 apresenta a técnica relatada por Lunardi (2006) com a utilização de estacões em *jet grouting* justapostos em forma de “ferradura” que envolve toda a área de construção do emboque, provocando uma consolidação prévia do terreno.

Sobre a ponta das estacas é colocada uma viga em concreto armado, visando a solidarização das estacas uma a uma. Após a escavação, é dado um tratamento com concreto projetado e colocação de drenos profundos.

Lunardi (2006) apresenta ainda um exemplo da técnica da utilização de *jet grouting* no emboque San Leopoldo, da ligação Palermo-Messina, na Itália. Neste caso, além

da utilização da técnica como concepção do emboque, também foi utilizada como enfilagem com 13 m de comprimento e fundação do túnel falso, por meio de estacas inclinadas a 60°.

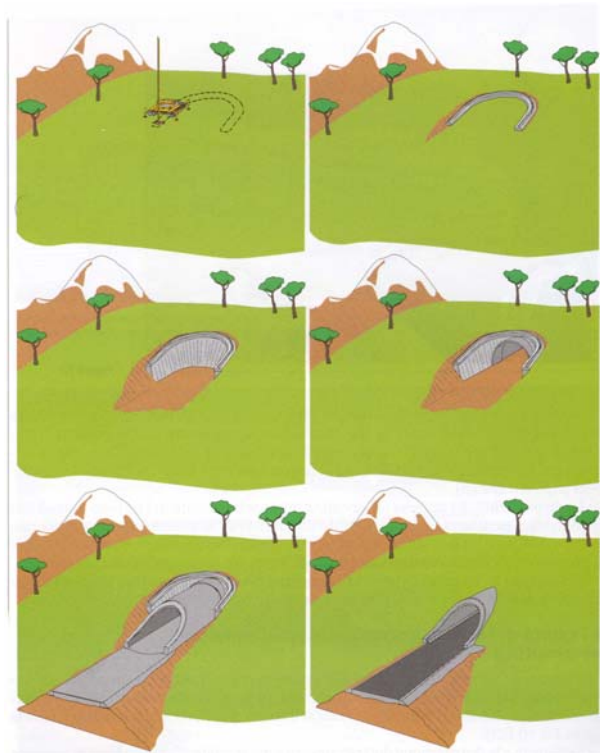


Figura 2.12 – Fases executivas de emboque com o uso de estacões em *jet grouting* (modificado - Lunardi, 2006)

Vardar et al. (2005b) descreveram as soluções adotadas nos portais SrayKoy e Cayeli, no H Tunnel, na Turquia, localizados em áreas de solos extremamente intemperizados e com elevado risco de deslizamento. Para o primeiro emboque, foram adotadas soluções envolvendo estacas em *jet grouting* posicionadas em V invertido, conforme se vê na Fig.2.13, além de contenções com tirantes protendidos também em estacões de *jet grouting* (Fig. 2.14). Ambas as soluções se mostraram eficientes no controle das deformações.

Já o emboque Cayeli era praticamente paralelo à base da montanha, o que requereu uma solução com túnel falso parcial. A estrutura construída (túnel falso) também era utilizada para apoio e estabilização da parte escavada do túnel (Fig. 2.15). Para a

contenção do talude acima do emboque foi utilizado solo grampeado com tirantes curtos e revestimento em concreto projetado.

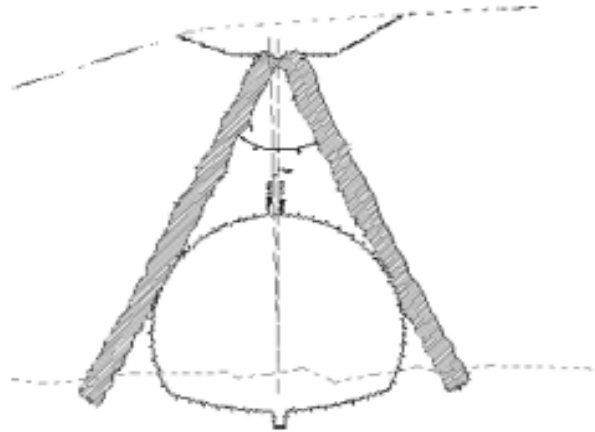


Figura 2.13 – Emboque SrayKoy - Estacas de *jet grouting* em V invertido (modificado - Vardar et al., 2005b)

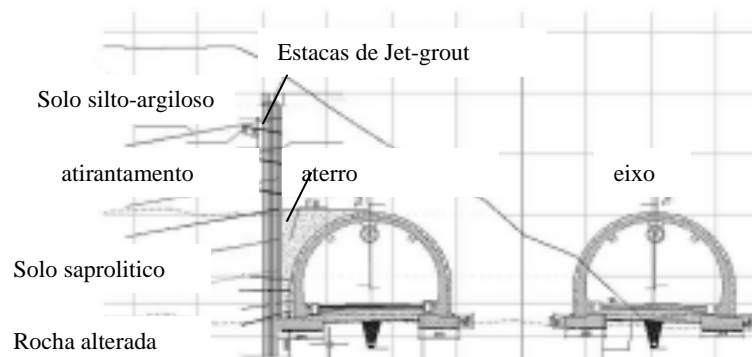


Figura 2.14 – Emboque SrayKoy - Contenção em estações de *jet grouting* com tirantes protendidos (modificado - Vardar et al., 2005b)

2.4 - O USO DE ENFILAGENS E GRAMPOS INJETADOS PARA REFORÇO INTERNO

Diante de condições geológico-geotécnicas adversas, que reduzem o comprimento da frente livre de escavação ou do tempo de autoportância, as possibilidades para o

projetista são, entre outras, reduzir o tamanho da seção de escavação, diminuir o comprimento da escavação, melhorar a qualidade ou reforçar o material a ser escavado (solo ou rocha), utilizar algum sistema de pré-apoio da escavação e aplicar uma pressão na sua face. Entre os diversos métodos de pré-apoio da frente de escavação estão as enfilagens (*pipe umbrella*) e os grampos injetados (*fore-piling*).

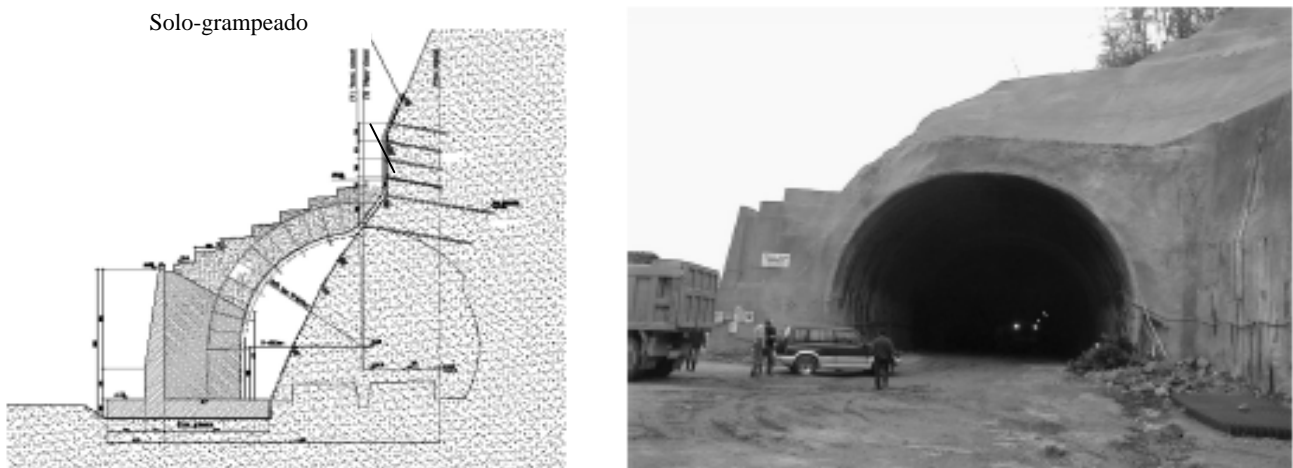


Figura 2.15 - Emboque Cayeli (modificado - Vardar et al., 2005b)

Embora a bibliografia trate das duas técnicas de forma similar, algumas diferenças podem ser observadas:

- Para as enfilagens são utilizados tubos com diâmetros que variam entre 80 mm e 220 mm, enquanto para o *fore-piling* são utilizados barras ou tubos com diâmetros de até 50 mm
- As enfilagens não são injetadas, enquanto o *fore-piling* é injetado com nata de cimento ou resinas, normalmente por meio de tubos auxiliares com válvulas (manchetes);
- As enfilagens possuem tubos mais longos, normalmente entre 12 m e 15 m, com sobreposições de 4 a 6 m, enquanto o *fore-piling* são mais curtos, variando de 3 a 6 m;

- Os processos de instalação também diferem, principalmente no tamanho do equipamento utilizado. No caso das enfilagens, é possível a utilização de tubos autoperfurantes, a exemplo do processo Simetrix.

No entanto, as duas técnicas são eficazes no controle de deformações e perdas de volume de uma larga variedade de condições de materiais, aumentando a frente livre de escavação e o tempo de autosustentação. Em comum, também a inclinação de instalação, entre 5° e 10° (com referência ao horizontal), de modo a formar um tronco cone, como visto nas Figs. 2.16 e 2.17.

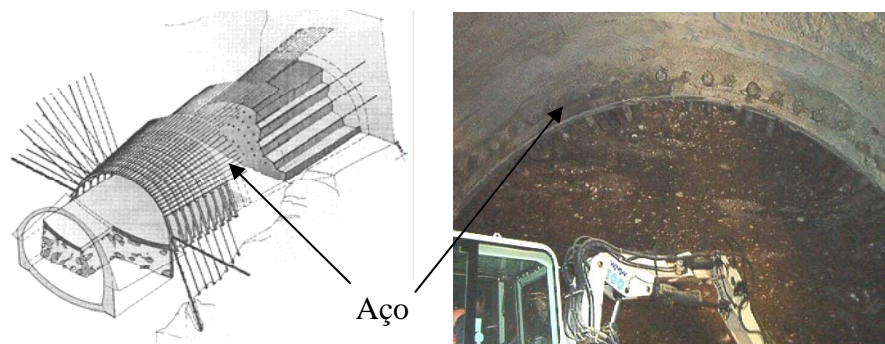


Figura 2.16 - Intervenção com enfilagem no teto da escavação associado a grampos injetados laterais (esquerda) e aplicação em solo granular no metropolitano de Turim (direita) (modificado - Silva et al., 2009).

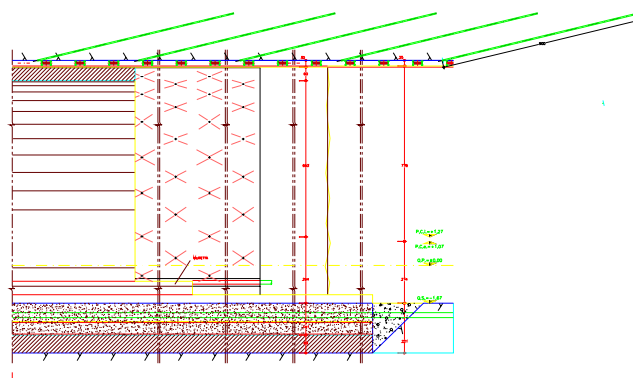


Figura 2.17 - Exemplo de utilização de grampos injetados (*fore-piling*) (Modificado - Peila & Pelizza, 2002)

A difusão da técnica de enfilagem foi facilitada pelo avanço tecnológico nas máquinas de instalação. No caso de emboques, esta técnica possui uma grande aplicação no controle dos deslocamentos de superfície gerados pela baixa cobertura do túnel (Pelizza & Peila, 2002), como mostrado na Fig. 2.18. Também é extremamente útil na presença de solos não competentes, rochas fraturadas ou para recuperação de trechos de túnel em que foram registrados colapsos do teto (Barisone et al., 1982; Carrieri et al., 2004; Shirakawa et al., 1999).



Figure 2.18 – Exemplo de utilização de enfilagem em emboques de túneis (Pelizza & Peila, 2002)

Peila & Pelizza (2003) executaram um extenso trabalho sobre enfilagens e grampos injetados, onde foram relatados casos históricos, equipamentos, métodos de instalação, métodos de cálculo e análise.

Em um estudo realizado em túneis japoneses, Takechi et al. (2000) compararam deformações observadas no campo entre as técnicas de enfilagem (*pipe umbrella*) e grampos injetados (*fore-piling*). Embora ambas as técnicas mostrem eficiência no controle das deformações, o método de enfilagem apresentou menores deformações na superfície do terreno e menores velocidades destas deformações. Por outro lado, a rigidez do material utilizado interfere mais no comportamento da técnica, no caso de grampos injetados. Os autores também concluíram que em túneis com cobertura de até meio diâmetro, as deformações no teto e na superfície do terreno são diretamente proporcionais na utilização da técnica da enfilagem. Porém esta proporcionalidade reduz com o aumento da cobertura. No caso de túneis com coberturas superiores a 0,75 diâmetros, não mais foi observada qualquer relação entre as deformações ocorridas no teto e na superfície com o uso da enfilagem.

Apesar da grande aplicação da técnica da enfilagem, não há ainda nenhum método de dimensionamento universalmente aceito e confiável para o projeto, na medida em que, entre outros fatores, é difícil considerar o alto número dos parâmetros geotécnicos envolvidos, o efeito tridimensional existente nos emboques e próximo à face de escavação, o efeito da sobreposição dos tubos ou barras, sua conexão com as cambotas e/ou suportes, as propriedades do aço quando submetidas às tensões existentes, e, finalmente, a influência da posição da frente de escavação durante o processo de escavação.

Algumas questões utilizadas no dimensionamento de enfilagens ou grampos injetados podem ser observadas na literatura. De acordo com estas considerações os elementos:

- Atuam formando uma concha que provoca a redução do nível de tensões que atua no material a ser escavado localizado a frente da face de escavação. Desta forma, segundo Hoek (2001) um modelo numérico bi-dimensional poderia modelar o comportamento físico do túnel reforçado de uma maneira realista.
- Agem independentemente, não havendo nenhuma interação mútua significativa entre eles, assim cada um deve ser individualmente projetado considerando a sua direção longitudinal (Oreste & Peila, 1998; Peila & Pelizza, 2003).
- Atuam nas três dimensões, principalmente antes da frente de escavação; desta forma, apenas um modelo tridimensional poderia simular o efeito da presença das enfilagens ou grampos injetados (Eclaircy-Caudron et al., 2005; Uhtsu et al., 1995).
- Teriam uma ação complexa e somente modelos físicos de laboratório em escala reduzida (Kim et al., 2004; Shin et al. 2008) ou medições de campo (Ocak, 2008; Volkmann et al., 2007) seriam suficientes para entender seu real comportamento.

A utilização de túneis tem como principal motivador o baixo impacto deste tipo de obra se comparada com as demais soluções de engenharia. No entanto, esta regra é quebrada quando se trata de emboques. A necessidade de segurança construtiva e operacional e a complexidade deste elemento têm provocado uma evolução nos projetos e o aparecimento de novas técnicas de análise e construção.

Capítulo

3

O Emboque Lapa do Trecho Lapa-Pólvora

O emboque Lapa, do Trecho do Metrosal Lapa-Pólvora, foi utilizado como estudo de caso neste trabalho. Para tal, é necessária a boa caracterização deste universo, no que se refere aos aspectos geológicos, geomorfológicos, geotécnicos e construtivos do emboque.

3.1 – ASPECTOS GEOLÓGICOS

O município de Salvador possui aproximadamente 310 km², dos quais 10% se encontram representados pelo conjunto de ilhas na Baía de Todos os Santos. Os demais 90% representam a parte continental da cidade, cujo relevo acidentado e os aspectos geológicos são bastante particulares e únicos no Brasil.

O grande divisor da cidade está determinado pela Falha Geológica de Salvador, a partir da qual, ao longo de períodos geológicos, foi esculpida uma escarpa que dividiu a cidade nas partes alta e baixa. Do ponto de vista geológico, esta falha desativada e cicatrizada a cerca de 119 milhões de anos, separa dois compartimentos ou blocos litoestruturais com propriedades geológicas muito distintas, articulados por uma descontinuidade, cujo traço horizontal se orienta segundo a direção 035°-215° e mergulha para o quadrante NW.

Devido a esta complexidade da geologia da cidade, desde a década de 70 do século XX, várias tentativas de elaboração de mapas geológico-geotécnicos foram efetuadas, a exemplo de Menezes et al. (1978), Silva (1994) e Barbosa & Dominguez (1996). Todos estes autores dividiram geologicamente a cidade de Salvador em três macro-grupos geológicos: rochas cristalinas de idade pré-

cambriana, sedimentos cretáceos e terciários, e depósitos quaternários de idade atual e subatual.

No entanto, o mais amplo trabalho de mapeamento realizado com enfoque no diagnóstico dos riscos geológicos no município de Salvador foi desenvolvido no Programa Diretor de Encostas – PDE (CARG/PMS, 2004). Neste trabalho, o conjunto de fatores no contexto dos riscos geológicos foi tratado sob diferentes perspectivas (geologia, geotecnia, geomorfologia e uso e ocupação do solo) e, ao final, integrado à peça cartográfica, a Carta de Riscos Geológicos.

Vieira et al. (2005), baseados no trabalho desenvolvido no PDE (CARG/PMS, 2004), optaram por representar a variação do comportamento dos parâmetros geológico-geotécnicos fundamentais nos espaços vertical e horizontal, no âmbito dos grandes conjuntos geológicos representados em uma carta de solos, conforme mostrado na Fig. 3.1.

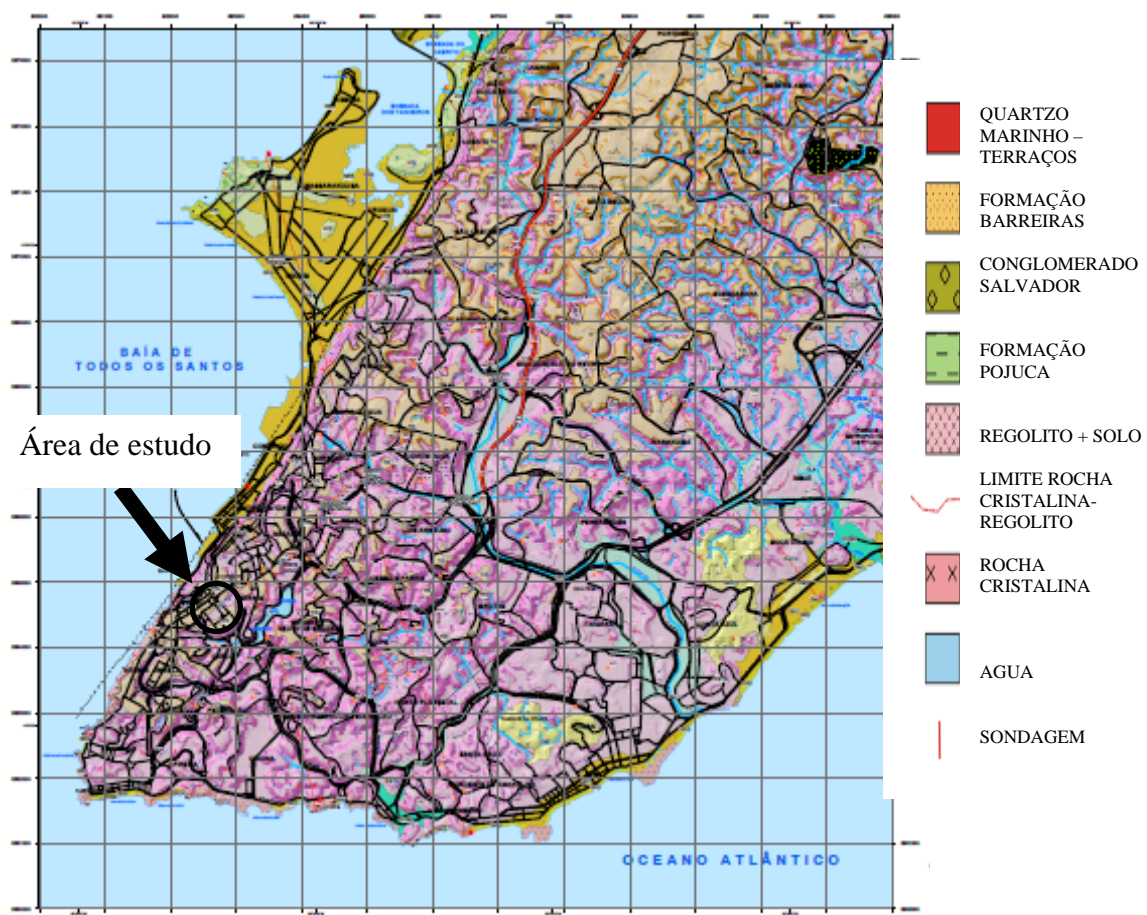


Figura 3.1 – Carta Geológica – Geotécnica (modificado - Vieira et al., 2005)

Já Cruz (2005) concretizando a caracterização petrográfica, petroquímica e estrutural do embasamento cristalino a oeste da cidade de Salvador, verificou a existência de uma falha secundária, subparalela à Falha de Salvador, denominada de Falha do Iguatemi. Segundo o autor, esta falha geológica separa as rochas granulíticas, existentes a oeste (bairros de Brotas, Retiro e outros), cujo relevo é mais acentuado, das rochas com predomínio da fácies anfibólio, existentes a leste (bairros do Itaigara, Amaralina e outros), cujo relevo é menos pronunciado.

O local do emboque Lapa, objeto de estudo deste trabalho, situa-se entre as falhas de Salvador e do Iguatemi. Apresenta predomínio de rochas cristalinas cuja composição mineralógica (plagioclásios, feldspatos alcalinos, quartzo, biotita ± piroxênio) é homogênea, tendo, portanto, textura granoblástica, trama orientada, marcada pelo arranjo dos minerais segundo superfícies penetrativas de espaçamento submilimétrico (descontinuidades coesivas).

O Programa Diretor de Encostas (CARG/PMS, 2004) realizou um amplo trabalho de levantamento geológico na área do emboque Lapa. Além de estudos prévios, também acompanhamentos sistemáticos foram efetuados durante a execução das enfilagens e avanço dos túneis.

Este levantamento permitiu uma análise com referência ao afloramento rochoso na área do Shopping Piedade e adjacências, englobando toda a região do emboque Lapa.

No primeiro ponto de análise, denominado de ponto 1 de análise (exposição com cerca de 0,5 m de altura, por 5 m de comprimento), verificou-se que a rocha estava parcialmente alterada, apresentando uma densidade de fraturas da ordem de 15 unidades/m, espaçadas entre si 6 a 20 cm. Em geral, as fraturas estavam abertas e oxidadas, predominando as de superfície rugosa e ondulada, preenchidas por mica fina e/ou material argiloso de cor preta. As fraturas de ângulo mais baixo e mais superficial tinham superfícies rugosas, onduladas, oxidadas e preenchidas por material argiloso. Nestas fraturas apareciam vários pontos de exsudação de água subterrânea.

Nos pontos de análise 2 e 3 (exposição com altura de 0,2 a 1,5 m e comprimento de 7,0 m), a rocha tinham um grau de alteração elevado, com trechos RAM/RAD (rocha

alterada mole/rocha alterada dura) e coerência variável. Apresentava um índice de fraturamento acima de 20 fraturas/m, espaçadas entre si 6 a 20 cm. As fraturas estavam abertas, oxidadas, rugosas e irregulares, preenchidas por argila, frequentemente úmidas e, por muitas vezes, gotejantes.

No quarto ponto de análise (exposição com 8,0 m de comprimento e 1,5 m de altura máxima), notou-se rocha coerente, pouco alterada, sistematicamente fraturada segundo três famílias que contribuem para elevar a densidade para um patamar acima de 20 rupturas/m. Os componentes de cada conjunto tinham mergulhos altos, espaçamento inferior a 20 cm. As fraturas estavam em geral seladas e preenchidas por um filme de mica fina de até 1 cm de espessura. Este preenchimento, por vezes, alterava para argila em caso de fratura aberta por intemperismo, podendo apresentar oxidação.

Na Tab. 3.1 são apresentadas as propriedades geométricas e as condições das descontinuidades levantadas em rochas cristalinas na área do Shopping Piedade e adjacências. Na Fig. 3.2 estão demonstrados o estereograma “S” pólos para 163 fraturas e a determinação estatística das principais famílias de fraturas. Já a Fig. 3.3 é mostrada a freqüência da orientação do traço dos principais sistemas de fraturas.

Tabela 3.1 - Propriedades geométricas e condições das descontinuidades levantadas em rochas cristalinas na área do Shopping Piedade e adjacências (modificado - CARG/PMS, 2004)

Nº fraturas / m. linear	> 15 (20-25)
Espaço entre fraturas	6 a 20 cm
Nº de famílias = 04 (05) (fraturas sistemáticas)	354/ 82 NE; 241/83 NW; 211/75 NW. 292/85 NE (063/60 SE)
Fraturas assistemáticas = 01	238/16 NW
Superfície quando exposta	Rugosa em graus variados
Alteração da superfície	Oxidação e/ ou material fino argiloso preto
Afastamento das paredes	< 1 a 2 mm para fraturas preenchidas e seladas > 1 a 3 mm para fraturas abertas por alteração
Preenchimento e alteração	Mica fina + calcita, material argiloso escuro incoerente
Circulação de água	Expressiva, na interface rocha sã /RAD e também ao longo de determinadas fraturas na rocha cristalina.

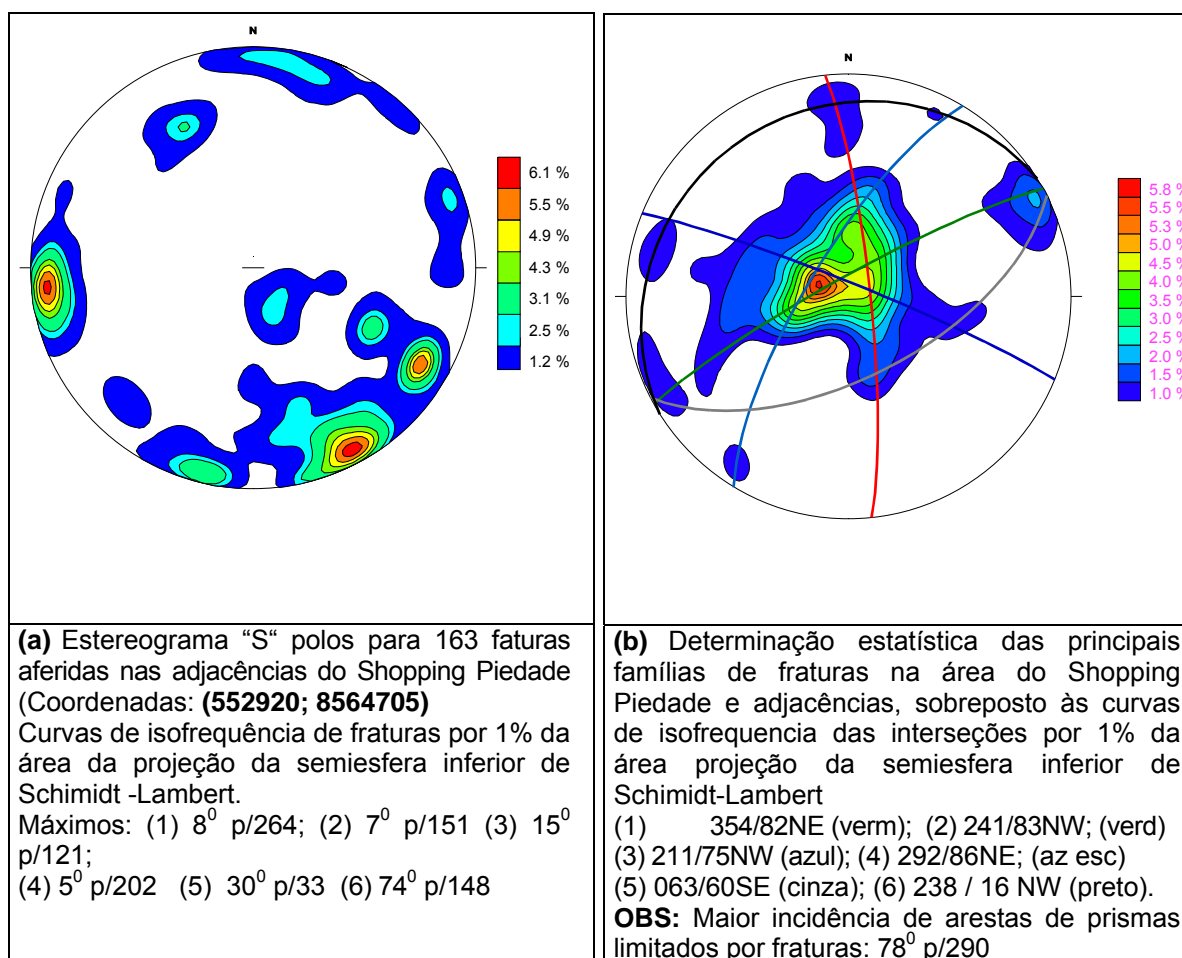


Figura 3.2 – Estereogramas (CARG/PMS, 2004)

Quando da abertura dos túneis, a geologia apresentada nas faces direita e esquerda do túnel piloto e das vias 1 e 2 foi cuidadosamente mapeada e apresentada em relatórios mensais de geologia-geotecnia (METROSAL, 2002). O mapeamento teve como objetivo registrar as principais características geológicas e geomecânicas das superfícies de escavação em rocha, permitindo uma aferição dos parâmetros previamente adotados, e eventuais mudanças do maciço em relação às inicialmente assumidas pelo projeto. As características, assim obtidas, forneceram os subsídios para a definição das medidas de segurança, tanto durante a fase de execução, quanto à proteção definitiva da obra.

Segundo METROSAL (2002), as faces do túnel piloto eram compostas por sedimentos argilo-siltosos oxidados/RAM, com inclusões de “matacões” arredondados de diversas dimensões, formados por granulitos de cor cinza.

Eventualmente os “matações” estavam “cimentados” por saprólito/RAD. Essas litologias e formas de alteração do maciço rochoso, onde se desenvolveu o túnel piloto, eram características de alterações provenientes da percolação de água em ambientes de fraturamento de malha retangular a sub-retangular e rochas metamórficas granulíticas.

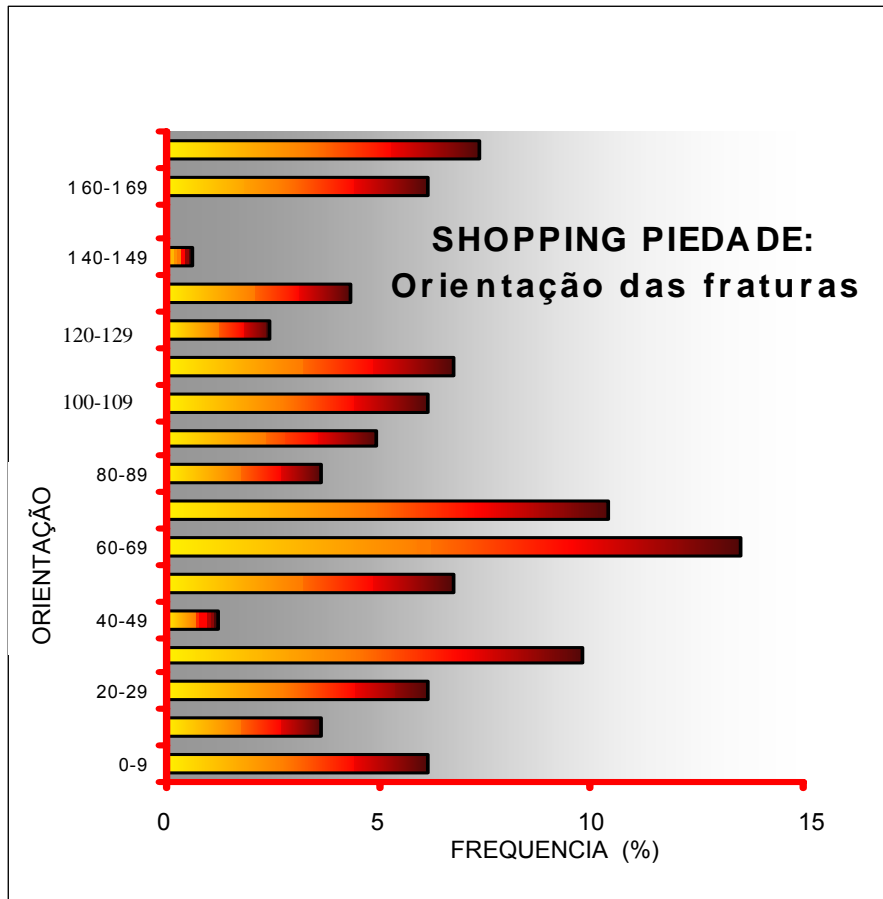


Figura 3.3 - Frequência da orientação do traço dos principais sistemas de fraturas em intervalos de 10^0 na área do Shopping Piedade e adjacências N° de determinações = 163. (CARG/PMS, 2004)

Durante o avanço na via 1 (Fig. 3.4), foi observado, na parede esquerda, a presença de granulitos cinza, com textura marcadamente metamórfica, graduando, ocasionalmente, para rocha alterada dura - RAD - e desta para uma rocha alterada mole – RAM/solo silto-argiloso. De modo eventual, as fraturas localizadas nos contatos entre os granulitos e o saprólito estavam preenchidas por concreções de ferro. Alguns trechos, na porção direita do túnel, apresentaram percolação de água nos contatos entre os granulitos e o solo silto-argiloso.

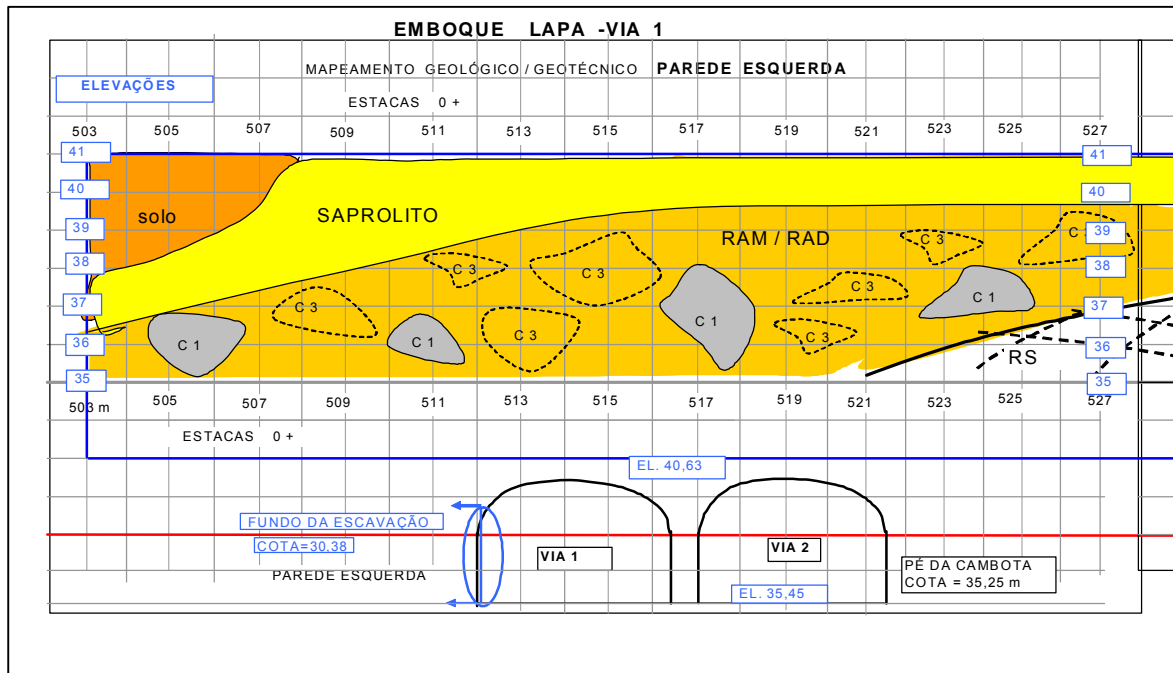


Figura 3.4– Mapeamento geológico-geotécnico – Parede Esquerda – via 1 (modificado - METROSAL, 2002)

Na parede esquerda da via 2 (Fig. 3.5), até a estaca 0+508 m, o material era composto de solo argilo-siltoso vermelho, na metade superior da seção, e saprólito (rocha alterada mole) na metade inferior. A partir desta estaca, foi observada a presença do saprólito na seção plena, contendo alguns matacões de rocha alterada dura, e outros de rocha sã.

Já na parede direita da via 2 (Fig. 3.6), foi observada apenas solo e saprólito e um pequeno bolsão de areia fofa, proveniente do aterro de uma antiga contenção aí existente.

Essas observações indicavam um mergulho acentuado da rocha na direção da parede direita da via 1 (Fig. 3.7).

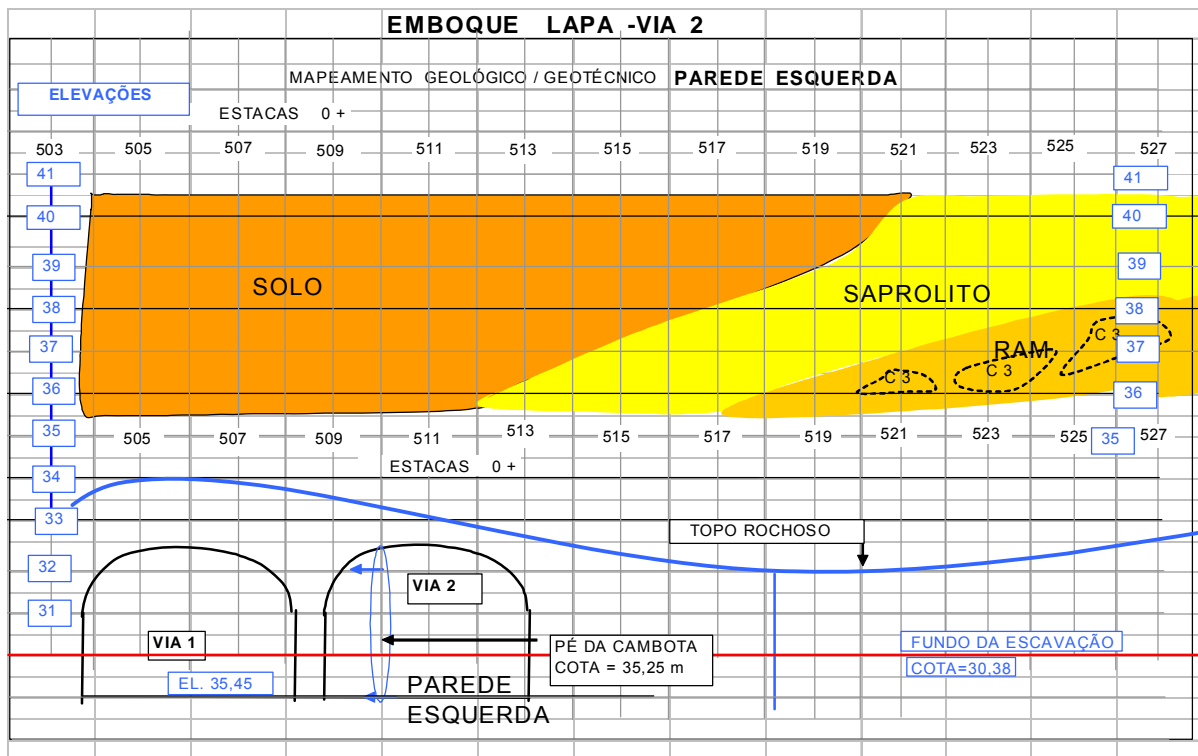


Figura 3.5 – Mapeamento geológico-geotécnico – Parede Esquerda – via 2 (modificado - METROSAL, 2002)

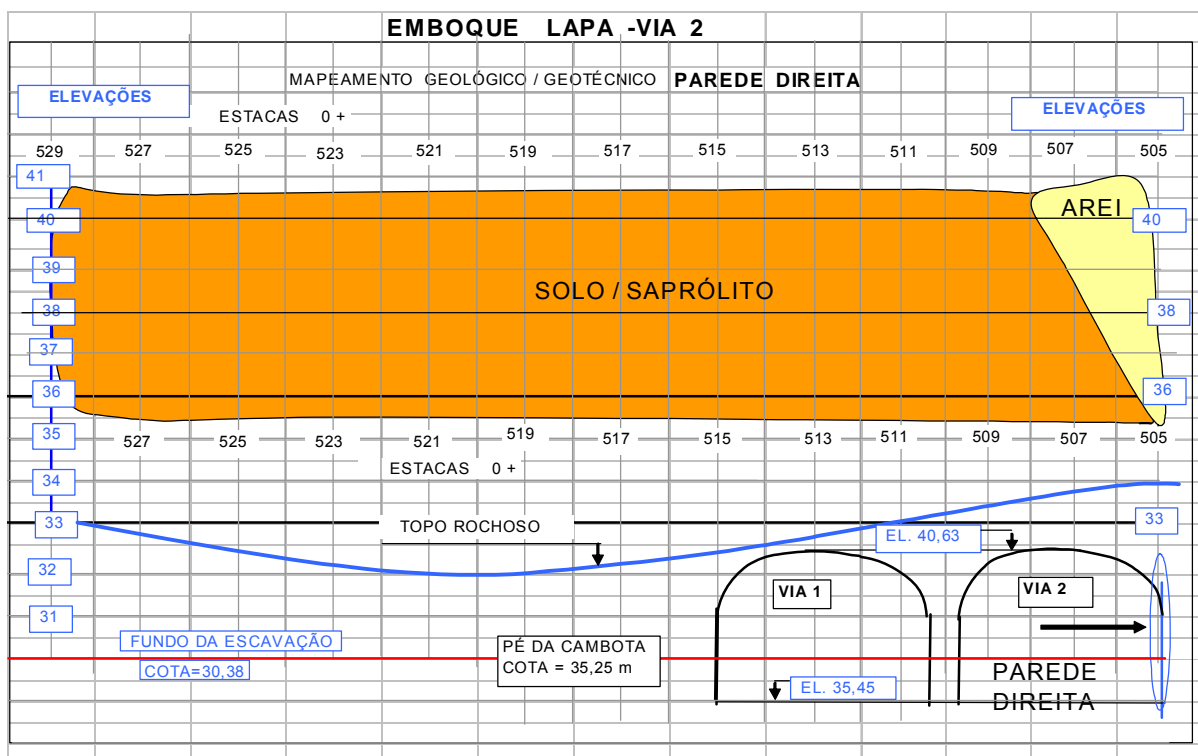


Figura 3.6 – Mapeamento geológico-geotécnico – Parede Direita – via 2 (modificado - METROSAL, 2002)

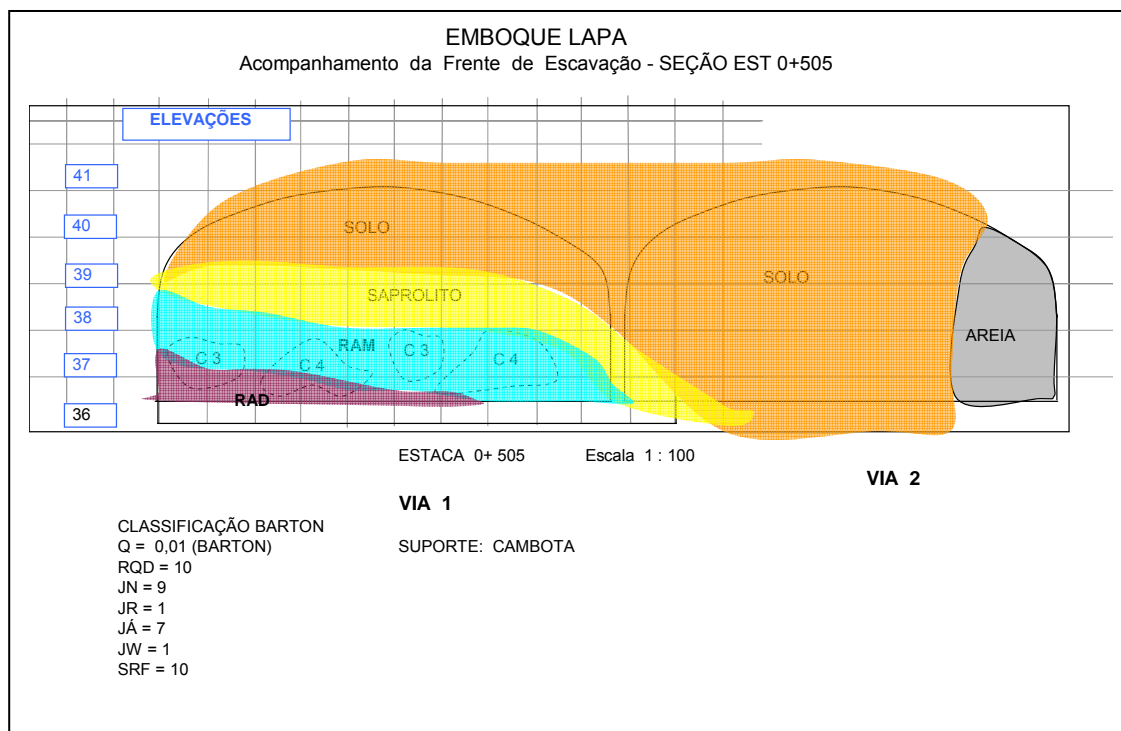


Figura 3.7 – Seção geológico-geotécnica transversal (modificado - METROSAL, 2002)

3.2 – ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

Grande parte da área da Cidade de Salvador, em consequência de sua característica dominante de espigões e vales, é constituída de encostas com inclinações que variam, de valores muito reduzidos a ângulos muito elevados.

O relevo apresenta-se bastante errático, sendo marcante a presença de espigões e vales encaixados, possivelmente segundo linhas tectônicas originárias da movimentação que resultou em falhamentos. Predomina o relevo tipo ondulado, com encostas suaves e vales bem definidos.

Menezes et al. (1978) sugeriram a divisão da cidade de Salvador em quatro áreas, conforme sua geomorfologia:

- A Cidade Baixa, essencialmente plana, apresentando, apenas nos bairros de Bonfim e Monte Serrat, elevações em forma de colina;
- A escarpa da Falha de Salvador, que separa a Cidade Alta e Cidade Baixa, decorrente de movimentos tectônicos importantes;

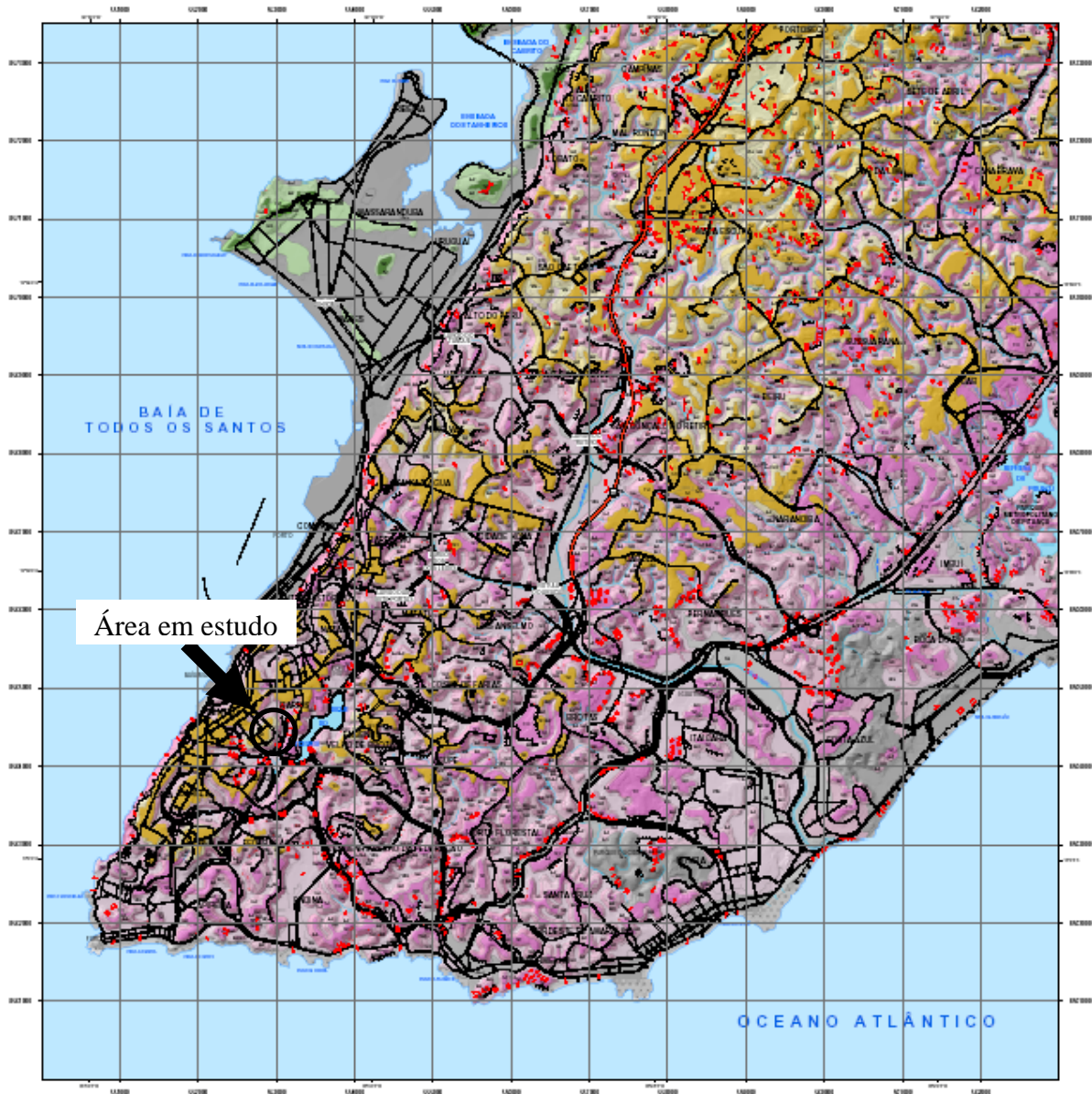
- Os espigões relativamente planos, recortados por vales, com as maiores cotas em torno de 70 m, descendo suavemente até cotas de 40 m;
- Os vales, geralmente achatados e de larguras variando até 200 m, onde hoje se implantaram os sistemas viários mais importantes da cidade;

De todas estas unidades, a escarpa de falha é a mais marcante para a cidade de Salvador. A grande Falha Geológica de Salvador estende-se do Porto da Barra até o subúrbio ferroviário, atravessando todo o município. A oeste fica a Baía de Todos os Santos, formada pela parte subsidente da falha; a leste desenvolvem-se os espigões do relevo, cujas cumeadas apresentam uma suave pendente geral para leste, na direção do oceano. Segundo Silva (1994), esta falha tem altura variando de 60 a 70 m e declividades entre 30° e 50°, cujos escorregamentos periódicos deram origem a depósitos de tálus, com inclinações mais suaves.

Outros autores, a exemplo de Almeida (1978), Carvalho (2003), CARG/PMS (2004) e Cruz (2005), colaboraram para o estabelecimento de uma carta geomorfológica da cidade de Salvador, contemplando os quatro conjuntos morfoestruturais, aqui denominados de unidades geomorfológicas, assim individualizadas e descritas na Fig. 3.8.

Como já afirmado, o emboque Lapa está situado a leste da escarpa da Falha de Salvador, portanto no Planalto Dissecado no Embasamento Cristalino. Sua altura é de 30 m e declividade média de 35° (Fig. 3.9).

O local é um talvegue formado a partir da dissecação fluvio-pluvial. Suas feições morfológicas assemelham-se a espigões de forma alongada com topo plano, vertentes íngremes e vale apertado e francamente assoreado. Ao fundo do vale existe um córrego, já em galeria, que conduz suas águas para o Dique do Tororó. Toda a área foi intensamente antropizada em função da acelerada expansão urbana de Salvador.



Legenda:

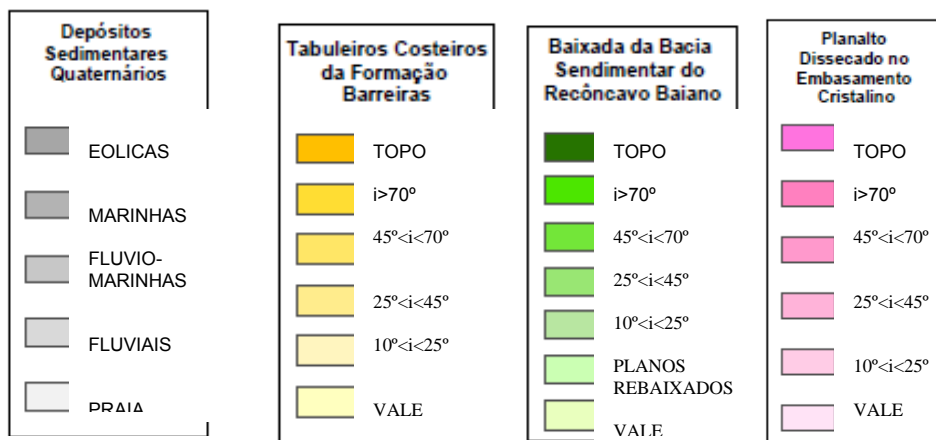


Figura 3.8 – Carta Geomorfológica (modificado – CARG/PMS, 2004)

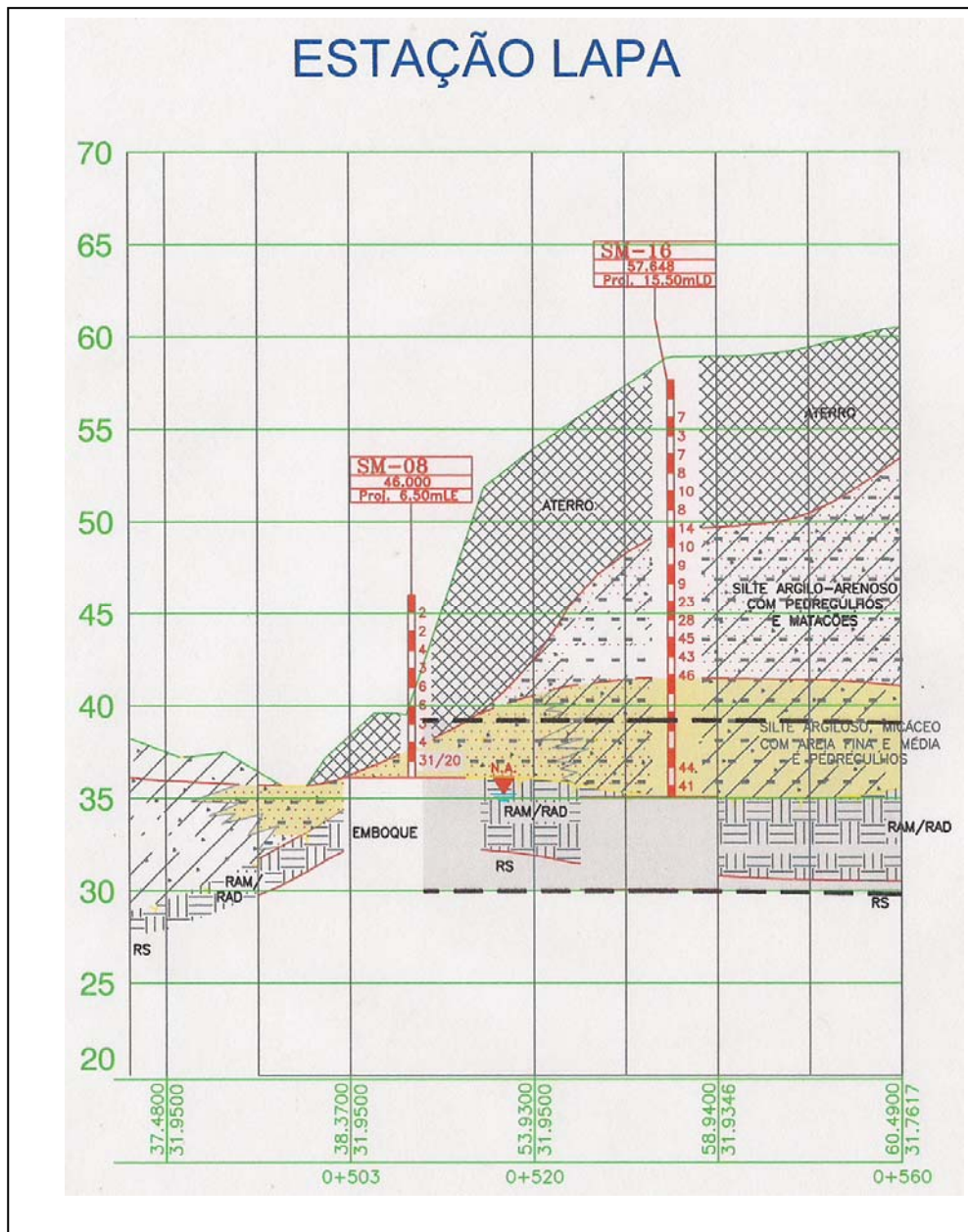


Figura 3.9 – Geomorfologia do Emboque Lapa – (modificado - METROSAL, 2000a)

No emboque Lapa identifica-se área de terraço do Planalto Cristalino (bairros da Piedade, Nazaré e adjacências), predominando superfície aplainada. Nesta região, ocorre processo de escoamento pluvial difuso e de escoamento em lençol e infiltração nas áreas aplainadas dos topos, que pode ser constatado por meio de inúmeros minadouros existentes entre as fissuras da rocha após sua exposição, quando da escavação da estação de transbordo rodoviário da Lapa.

3.3 – ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Jesus et al. (2005), utilizando estatística descritiva (medidas de posição, dispersão e forma), analisaram a distribuição espacial de algumas propriedades geotécnicas, a exemplo dos parâmetros de resistência, peso específico natural e índice de vazios, na cidade de Salvador. A distribuição foi traduzida em mapas de isopropriedades geotécnicas e, com base neles, os autores concluíram que o peso específico e a coesão saturada possuem valores menores na parte central da cidade, enquanto o índice de vazios apresenta valores maiores. Com relação ao ângulo de atrito saturado, observaram certo alinhamento vertical com valores maiores, dividindo a cidade ao meio e, tanto para leste, como para oeste, seus valores são reduzidos praticamente na mesma proporção.

As propriedades geotécnicas do solo presente na área do emboque Lapa estão condicionadas à intemperização do complexo cristalino do embasamento de Salvador.

O intemperismo químico, agindo em uma região de clima tropical quente e úmido, ocasiona a formação de espessa camada de solo residual ou autóctone nas rochas pré-cambrianas, resultando em perfil maduro, bem desenvolvido, com uma textura silto-arenosa e silto-argilosa, com nítida identificação dos horizontes inferiores C e D, geralmente mais argilosos, onde estão preservadas as estruturas da rocha matriz.

São solos de coloração avermelhada, que se apresentam nos espigões a leste da falha de Salvador, onde está situada a maior parte da ocupação urbana. O comportamento destes solos é excelente, pois apresentam, normalmente, consistência média a rija, sem interferência de lençol freático. Segundo o Clube de Engenharia da Bahia (1993), o ângulo de atrito é da ordem de 25° e a coesão não saturada altíssima. Além disso, são pré-adensados e pouco permeáveis.

De maneira geral, estes solos apresentam teor médio de 50% de argila caulínica, sendo comum a presença de areias grossas compostas de quartzo. Devido à sua estrutura cristalina, são relativamente estáveis em presença da água (Rocha, 1973; Viana, 1971).

Segundo Tricart & Silva (1961), um perfil de solo típico dos terrenos cristalinos mostra uma camada superficial de cor amarela, com espessura de 1 a 5 m e rica em sesquióxidos de ferro. Abaixo dessa camada, ocorre uma outra de 2 a 5 m, pobre em húmus, com baixa umidade e correspondente ao horizonte B. O horizonte C, equivalente ao regolito, mostra uma grande espessura e guarda formas requilares da rocha original, tais como foliações e minerais caulinizados. Abaixo dessa camada, podem ocorrer matações e blocos de rocha granulítica bem preservada ou o substrato rochoso maciço.

O extrato dos resultados do tratamento estatístico de dados dos diferentes parâmetros geotécnicos medidos no campo e/ou em amostras representativas desse domínio está mostrado na Tab. 3.2.

Tabela 3.2 – Principais parâmetros geotécnicos do domínio dos solos do complexo cristalino (modificado - CARG/PMS, 2004)

Classificação		Solos residuais: Siltosos a silto-argilosos (MH,ML).
Limite de liquidez - LL (%)		52,1
Índice de plasticidade – IP (%)		17,7
Peso específico natural (kN/m ³)	mínimo	15,1
	máximo	19,8
	médio	16,3
Peso específico saturado (kN/m ³)	mínimo	23,5
	máximo	32,2
	médio	27,3
Coesão (kPa)	mínimo	0,6
	máximo	53,4
	médio	15,6
Ângulo de atrito (°)	mínimo	8,4
	máximo	43,8
	médio	29,4
N – SPT	prof. de 3 m	6,0
	prof. de 10 m	11,0
Prof. do impenetrável (m)	mínimo	0,39
	máximo	31,7
	médio	13,2
Prof. do nível d'água (m)	mínimo	0,2
	máximo	30,9
	Médio	10,3

Silva (2002, 2005) apresentou um estudo de estabilidade de taludes com análises pelo método de Bishop Simplificado em trinta áreas de encostas, todas situadas a

leste da Falha de Salvador. Em todas as áreas predominou a ocorrência do solo argiloso médio a rijo, residual da decomposição *in-situ* do cristalino.

Neste estudo do autor, foram obtidos parâmetros de resistência, a partir de ensaio de cisalhamento direto consolidado lento, com amostras na umidade natural (58 amostras) e parâmetros de resistência obtidos de ensaios de cisalhamento direto consolidado rápido e triaxial consolidado não drenado, com amostras previamente inundadas ou saturadas (85 amostras).

Silva (2002, 2005) concluiu que cerca de 74% das amostras ensaiadas na umidade natural possuíam ângulo de atrito igual ou superior a 31°, enquanto apenas 46% das amostras ensaiadas na condição inundada (ou saturada) apresentaram os mesmos valores. No total, a inundação da amostra ocasionou um decréscimo nos valores médios do ângulo de atrito de aproximadamente 12%. No entanto, o maior efeito na redução dos parâmetros de resistência é observado na coesão. Pouco mais da metade (52%) das amostras ensaiadas na umidade natural apresentou valores de coesão entre 21 e 40 kPa. Aproximadamente o mesmo percentual (56%) das amostras apresentou valores de coesão inferiores a 10 kPa, se ensaiadas na condição inundada. Desta forma, a coesão média para as amostras ensaiadas de forma inundada é de apenas 38% da média obtida nas amostras ensaiadas na umidade natural, o que mostra o grande efeito da saturação sobre a coesão desses solos.

3.4 - PROJETO DO METRÔ DE SALVADOR

A região metropolitana de Salvador (RMS), com 2206 km² e 2,5 milhões de habitantes, espalha-se irregularmente por dez municípios, amplamente dominados por Salvador, que, sozinha, possui 2,3 milhões de habitantes. A RMS concentra 21% da população do Estado da Bahia em apenas 0,4% de seu território.

Quase todo o sistema de transporte da RMS está hoje baseado em veículos automotores. São 3,7 milhões de viagens/dia, das quais 87% são viagens trabalho-residência e 54,7% são realizadas por transportes públicos, sendo 97% destas realizadas em ônibus (Banco Mundial, 1998). O sistema de transporte coletivo baseado em veículos automotores tem um impacto significativo sobre o meio ambiente da cidade. Em adição, a topografia da cidade de Salvador força a

concentração de veículos nos vales e cumeeiras dos morros, acarretando enormes congestionamentos e elevada quantidade de acidentes, especialmente nos horários de pico. Estima-se que, em um ano, cada habitante da cidade desperdice sete dias em congestionamentos.

Devido a esses problemas, o poder público sentiu necessidade de modernizar o transporte de massa de Salvador, desvinculando-o do tráfego rodoviário e permitindo conexões nas extremidades com o sistema de transporte hoje existente, favorecendo a criação do Plano Integrado de Transporte de Salvador.

A principal vertente desse projeto foi a implantação do sistema metroviário de Salvador e a modernização do trecho ferroviário do subúrbio. O sistema metroviário de Salvador deverá operar em dois corredores, sendo o primeiro Norte-Sul, ligando os bairros de Cajazeira e Pau da Lima ao Centro da cidade, em um percurso de 14,5 km. O segundo corredor, Leste-Oeste, deverá ligar o bairro de Mussurunga ao da Calçada, possibilitando a integração com o sistema ferroviário do subúrbio. A Fig. 3.10 mostra o mapa das linhas de transporte metro-ferroviário.

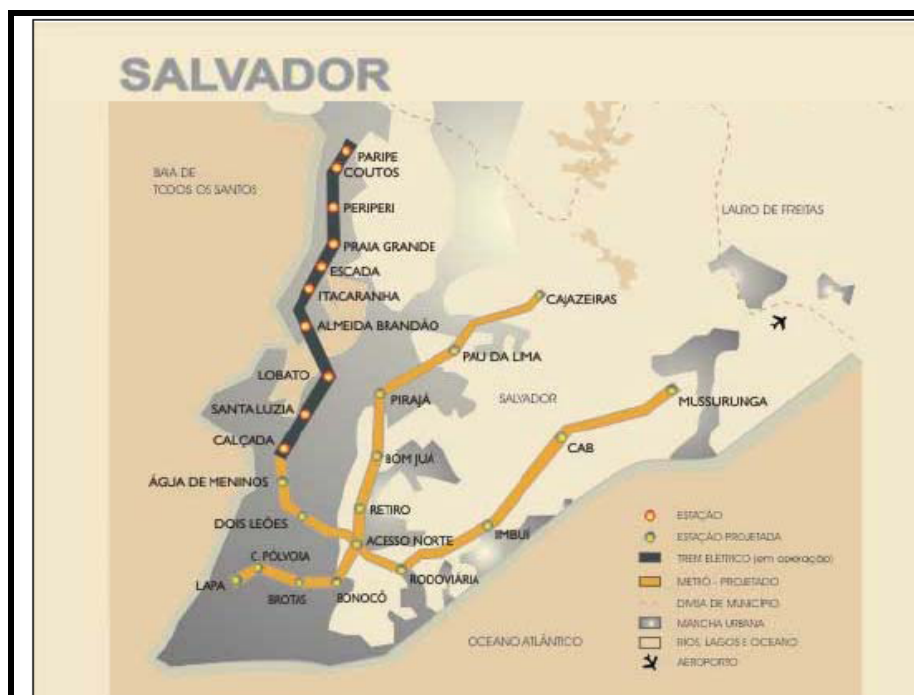


Figura 3.10 – Mapa das linhas de transporte metro-ferroviárias

Segundo o cronograma aprovado, na primeira etapa, está sendo executado o trecho Lapa-Pirajá, com 12 km de extensão. Nesse trecho está prevista a execução de 1,5 km em escavações subterrâneas, visando à redução do número de desapropriações, o remanejamento de interferências e a preservação de construções tombadas pelo Patrimônio Histórico. Desses, são 1,2 km de túneis, 0,3 km de estações subterrâneas e 0,05 km de emboques.

Completa ainda a primeira etapa de construção, 4,0 km em viadutos, 6,5 km em superfície, oito estações, quatro terminais de integração metrô/ônibus, o complexo de manutenção em Pirajá e o Centro de Controle Operacional na Lapa (CCO). O projeto está, no momento, sendo alterado para execução de elevado em toda a extensão da avenida Mário Leal Ferreira (Bonocô), visando o aproveitamento do canteiro central da via para seu alargamento.

Na estação da Pólvora (32 m de profundidade), adotou-se o método construtivo de vala recoberta com escavação invertida. No restante da obra, foi utilizado o método da escavação seqüencial, baseado no conceito da trabalhabilidade do maciço, que passa a exercer função estrutural junto ao sistema de suporte, a fim de estabilizar a cavidade.

A seção interna dos túneis de via foi definida em função do tipo de veículo escolhido, da distância entre eixos da via (mínima 4,25 m), do raio mínimo de curva, do sistema de alimentação de energia, da área de passagem de emergência, da área de ventilação e da área para drenagem. A todos esses fatores foi adicionada uma folga de 20 cm, tanto no teto, quanto nas paredes do túnel, para absorver os deslocamentos do maciço e desvios construtivos (Metrosal, 2001a).

Foram utilizadas quatro seções-tipo de escavação para os túneis ao longo de todo projeto. Para o Emboque Lapa, usou-se a seção denominada de tipo D, uma vez que foram observadas condições críticas, devido ao aumento do espaçamento entre as vias, às condições geológico-geotécnicas vistas na transição solo-rocha e à presença de estruturas sobre o emboque. O sistema construtivo será apresentado seguir.

3.5 - O EMBOQUE LAPA

A seguir será apresentado o projeto geométrico do emboque Lapa e seus principais elementos estruturais.

3.5.1 - PROJETO GEOMÉTRICO

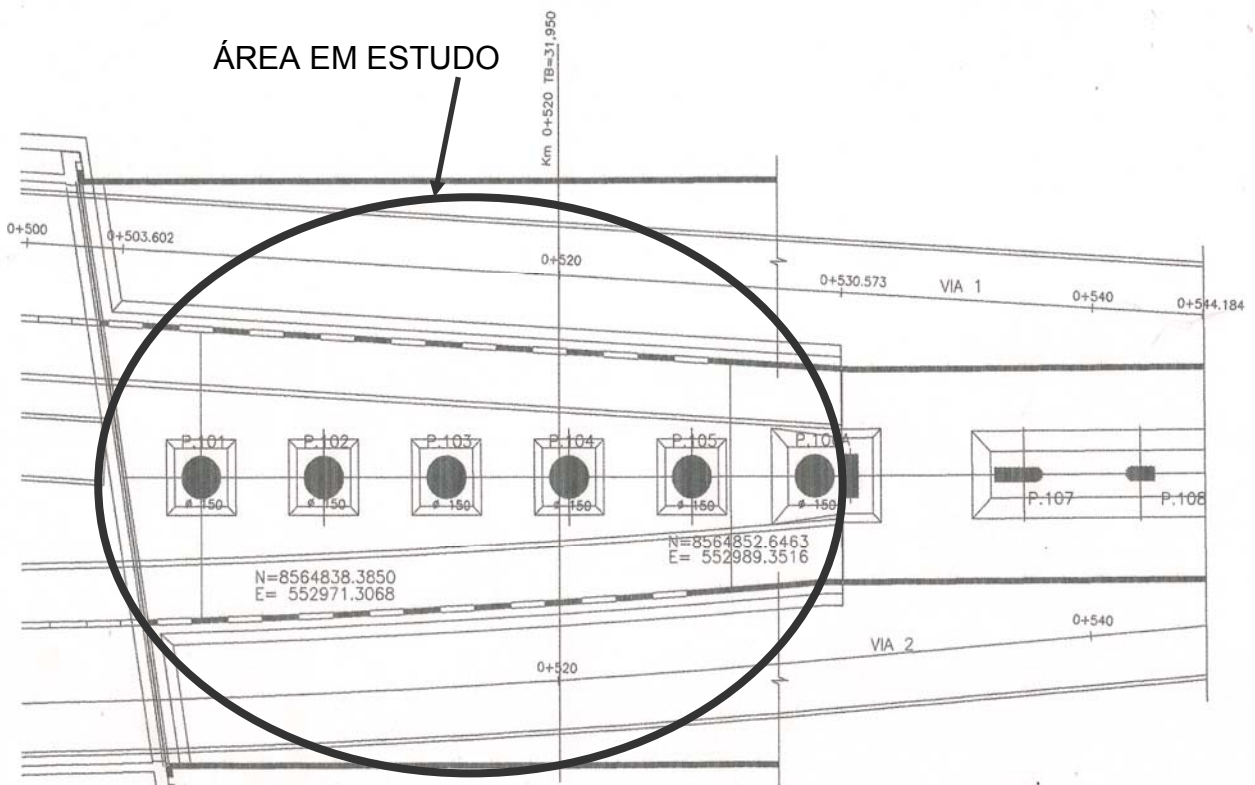
Os trechos de túnel em transição solo-rocha, como no caso do emboque Lapa, são os que apresentam maior dificuldade executiva. A transição representa não somente uma mudança no material a ser escavado, mas também uma modificação de tratamentos, suportes e métodos executivos.

O emboque Lapa do trecho Lapa-Pólvora tem início na estaca 0+503,66 m e apresenta três reduções de largura: na estaca 0+530,57 m, passando de 20,23 m de largura para 18,20 m; na estaca 0+544,19 m, passando para 16 m de largura; e, finalmente, na estaca 0+565,90 m, passando para 15,13 m (Fig. 3.11). Este aumento da largura foi exigido para estabelecer uma transição entre o túnel do trecho Lapa-Pólvora com a Estação de Transbordo da Lapa.

Para efeito de modelagem, o emboque Lapa foi limitado à primeira redução de largura, ou seja, estaca 0+530,57 m.

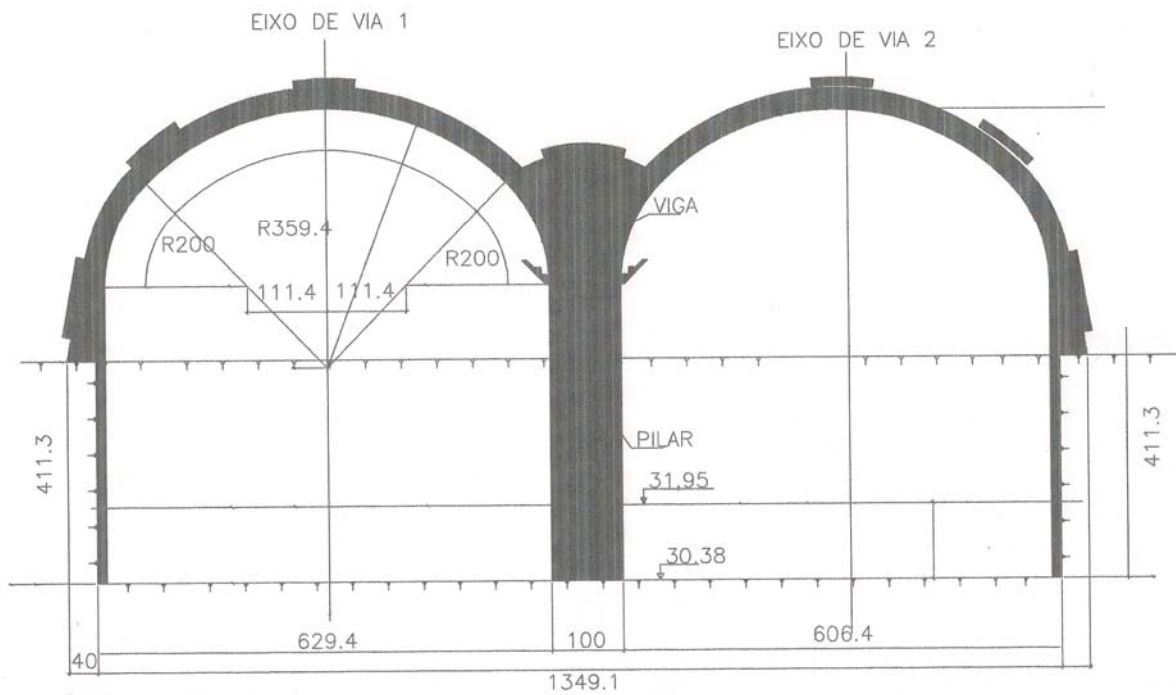
A Fig. 3.12 mostra a seção transversal do Emboque Lapa. Como pode ser observado, o emboque é constituído por duas vias, separadas por treze pilares fundados em rocha sã, onde é apoiada uma viga longitudinal, com a finalidade de receber o suporte do teto ao centro da seção.

Para o trecho em questão, o rebaixo se encontrava em RAD (rocha alterada dura) ou rocha sã, portanto, adotou-se o uso de rebaixo reto, sem arco invertido, e a execução de chumbadores nas laterais. A seção de escavação mantinha a forma arredondada na calota, que se encontrava quase sempre em solo, saprólito ou RAM (rocha alterada mole).



Obs.: Dimensões em centímetros

Figura 3.11 – Emboque Lapa - Planta Baixa (modificado – Metrosal 2001b)



Obs.: Dimensões em centímetros

Figura 3.12 – Seção transversal (modificado - Metrosal 2001c)

Conforme o topo da rocha sã ou RAD (rocha alterada dura) se aproximava do teto do túnel, o nível dos chumbadores era elevado, até que, a partir de uma cobertura mínima, passou-se a se utilizar a seção em rocha com a calota abatida e chumbadores no teto.

3.5.2 - CAMBOTAS

Considerou-se a utilização de cambotas metálicas treliçadas espaçadas de 80 cm (Metrosal, 2001e) em todo o trecho de transição, somente se prescindindo das mesmas nos trechos com boa cobertura em rocha.

Segundo o relatório Metrosal (2001f), para dimensionamento das cambotas foi adotada a possibilidade de escavar avanços de 1,60 m.

Ainda nesse trecho, foi considerada a utilização de drenos horizontais profundos, uma vez que o nível do lençol freático encontrava-se justamente na transição solo-rocha.

3.5.3 – SISTEMA DE SUPORTE

Para a estrutura definitiva da parede vertical em seu trecho em solo, o suporte de concreto armado com telas de aço e enriquecido mediante a aplicação de tirantes, foi executado na espessura de 45 cm, aplicado em duas etapas: uma primária, de 25 cm, e outra secundária de 20 cm.

Segundo Metrosal (2001f), efetuou-se o dimensionamento do suporte por meio de um programa de computador específico para túneis, cuja característica mais importante é a consideração da reologia do concreto armado de modo mais realístico. O programa considera, ainda, a não linearidade geométrica do suporte, de modo que indica perda de estabilidade por flambagem.

A reologia do solo foi representada por um modelo elasto-plástico (Mohr-Coulomb). Já a reologia do concreto foi representada por uma curva tensão-deformação não-linear elástica, característica deste material, enquanto que a reologia do aço por um comportamento elasto-plástico. O valor de K_0 foi adotado igual a 0,5.

3.5.4 - ENFILAGEM

A enfilagem de teto teve a função de estabilizar eventuais rupturas locais no contorno da escavação. Portanto, seu dimensionamento se deu em função da massa de solo que tende a cair, caso não estivesse instalada. O carregamento correspondente foi considerado de, aproximadamente, uma parábola com altura máxima de $\frac{1}{4}$ do vão (Fig. 3.13) (Metrosal, 2001f).

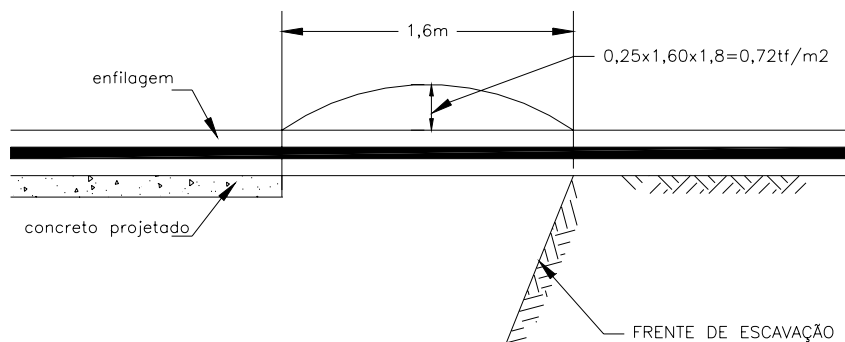


Figura 3.13 - Enfilagem de teto em solo (modificado – Metsosal, 2001f)

O vão foi considerado de 1,60 m e avanço previstos de 80 cm mais uma eventual perda de apoio da enfilagem nas proximidades da face de escavação. Com tal carregamento, estimou-se o momento fletor na enfilagem adotando-se o modelo de uma viga biapoiada. Para a enfilagem foram utilizados tubos DIN 2440 \varnothing 5 cm (2") espaçados de 40 cm.

3.5.5 - FUNDAÇÃO DO SUPORTE

Segundo a previsão inicial, o suporte do teto deveria estar fundado nas laterais direita (via 2) e esquerda (via 1), sobre o topo rochoso.

Durante a escavação dos alargamentos laterais de calota, o topo rochoso apresentou-se, na lateral externa junto à via 2, ligeiramente mais profundo (da ordem de 2 m nas extremidades do trecho citado a 4 m na região central deste, nas proximidades da E-0+520 m) do que o inferido pelas sondagens no projeto executivo. Tal aprofundamento da rocha resultou em material de fundação para a calota de menor competência, o que, depois de avançada a frente, deu início a

movimentações de recalque nesta parede da casca e convergência (Metrosal, 2001g).

Em função desses deslocamentos, o projeto básico foi alterado, inicialmente com a execução de atirantamento provisório, realizado na lateral da via 2 (Fig. 3.14).

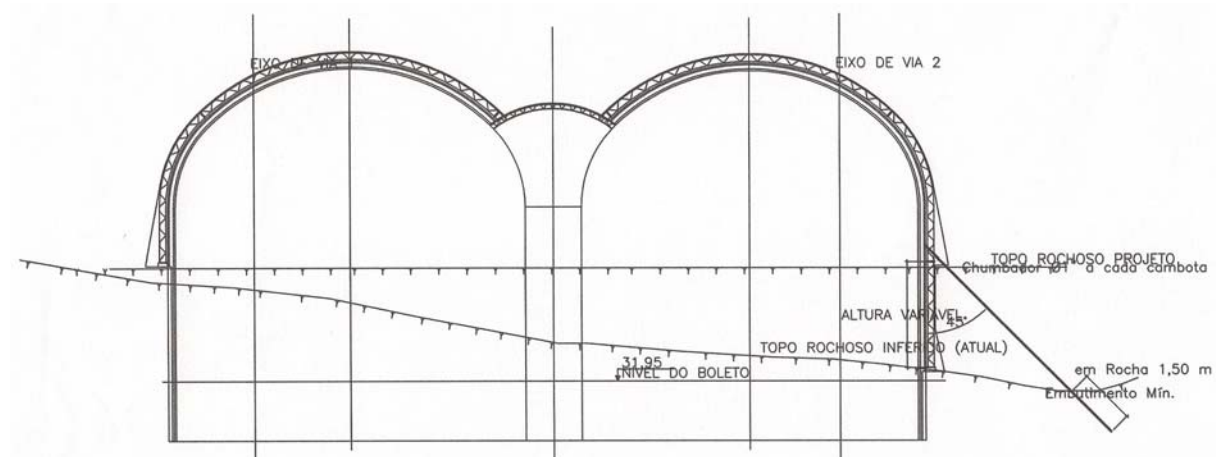


Figura 3.14 – Reforço provisório (modificado - Metrosal, 2001h)

Também foi ampliada a instrumentação, de maneira a garantir a verificação dos resultados esperados ou observar a necessidade de outras adaptações.

O atirantamento provisório consistiu de chumbador de resina no diâmetro de 47,6 mm, com barras de $f_{yk}=750$ MPa, com $\phi 25$ mm, inclinado a 45° e embutido a 1,5 m em rocha sã. O atirantamento foi executado em cada cambota, ou seja, a cada 80 cm, sendo fixado por meio de torque manual, aplicado em porca sobreposta a placas de aço.

Com o atirantamento provisório, ocorreu uma sensível redução da convergência; no entanto, em paralelo, houve uma elevação dos deslocamentos verticais, sendo, então, efetuada nova etapa de reforço, denominada de definitiva.

A etapa definitiva de reforço consistiu na utilização de cavaletes formados por uma estaca raiz, inclinada a 30° com a vertical, e um tirante, inclinado a 60° , também com

a vertical. Os cavaletes foram executados a cada 1,60 m (duas cambotas) (Fig. 3.15).

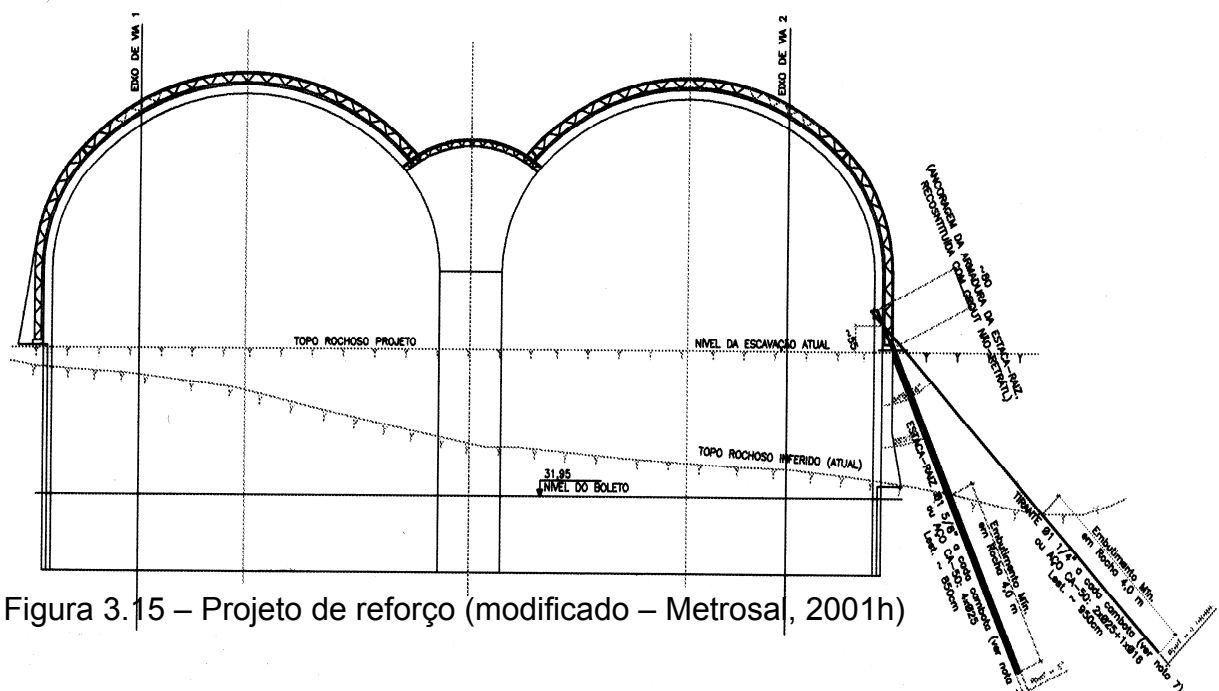


Figura 3.15 – Projeto de reforço (modificado – Metrosal, 2001h)

O tirante a tração foi executado com o diâmetro necessário para a boa instalação de barra de aço CA-50, com diâmetro de 32 mm, e da luva. O tirante foi injetado com calda de cimento, fixado no suporte do túnel com chapa de aço e porca e engastado pelo menos 4,0 m na rocha sã.

A estaca raiz à compressão foi executada com diâmetro de perfuração de 125 mm (5") e barra de aço CA-50, com diâmetro de 40 mm (1 5/8"), injetada com calda de cimento em toda a sua extensão (com exceção do metro junto ao suporte do túnel, que foi reconstituído com grout não-retrátil). A barra da estaca-raiz apresentou ancoragem de 80 cm no suporte do túnel e, também, embutimento de pelo menos 4,0 m em rocha sã.

3.6 - MÉTODO CONSTRUTIVO

Como a maior parte dos túneis executados no Brasil, o método construtivo para o emboque foi o de escavação sequencial (Figs. 3.16 e 3.17). A sequência construtiva adotada foi: execução da calota e rebaixo do túnel piloto central, execução da viga e pilares de apoio entre vias 1 e 2, e execução das calotas e rebaixos das vias 1 e 2.

3.6.1 - EXECUÇÃO DA CALOTA DO TÚNEL PILOTO CENTRAL

São as seguintes etapas de execução da calota do túnel piloto central:

- Preparo da praça de emboque até a cota do plano de trabalho da calota;
- Execução das enfilagens e pregagens no túnel piloto e nos túneis das vias 1 e 2 (fig. 3.18);
- Execução da escavação da viga portal do túnel piloto e dos túneis das vias 1 e 2;
- Execução da escavação do 1º avanço de aproximadamente 1,0 m do túnel piloto para permitir a instalação da 1ª cambota completa (fig. 3.19);
- Instalação da tela no trecho escavado. Instalação da 1ª cambota e execução do concreto projetado;
- Escavação dos demais avanços, sendo, dez deles com 60 cm e os restantes com 80 cm. Instalação das cambotas e execução do concreto projetado a cada avanço;
- Instalação de novo lance de enfilagens;
- Repetição dos trabalhos até o final do trecho em transição solo-rocha.

3.6.2 - REBAIXAMENTO DO TÚNEL PILOTO CENTRAL

São as seguintes etapas de execução do rebaixamento do túnel piloto central:

- Execução da escavação até a cota de fundo com avanço de 1,5 m;
- Aplicação de concreto projetado e chumbadores laterais;
- Continuação dos trabalhos com avanços de 1,5 a 4,0 m, até o final do trecho em transição solo-rocha (Fig. 3.20);
- Execução do revestimento secundário.

3.6.3 - EXECUÇÃO DOS PILARES E VIGAS DE CONCRETO ARMADO DE APOIO ENTRE TÚNEIS

São as seguintes etapas de execução dos pilares e vigas de concreto armado para apoio do suporte entre túneis:

- Execução da laje de fundo, deixando ferragem de espera para os pilares e para o suporte final da parede do túnel de ventilação;
- Execução dos pilares deixando esperas para as vigas e lajes (fig. 3.21);
- Execução da viga superior.

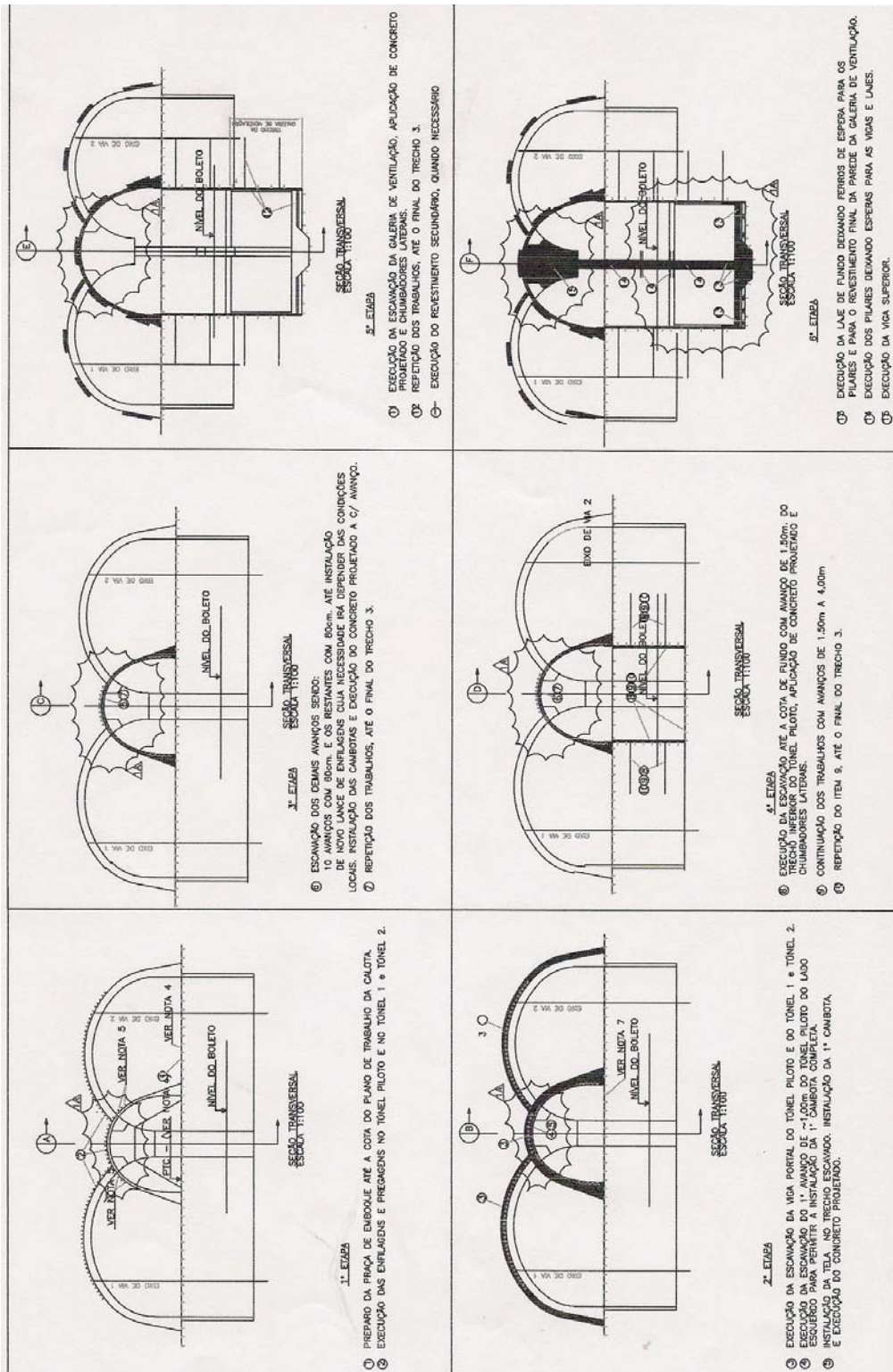


Figura 3.16 – Processo construtivo do túnel piloto (modificado – Metrosal, 2001i)

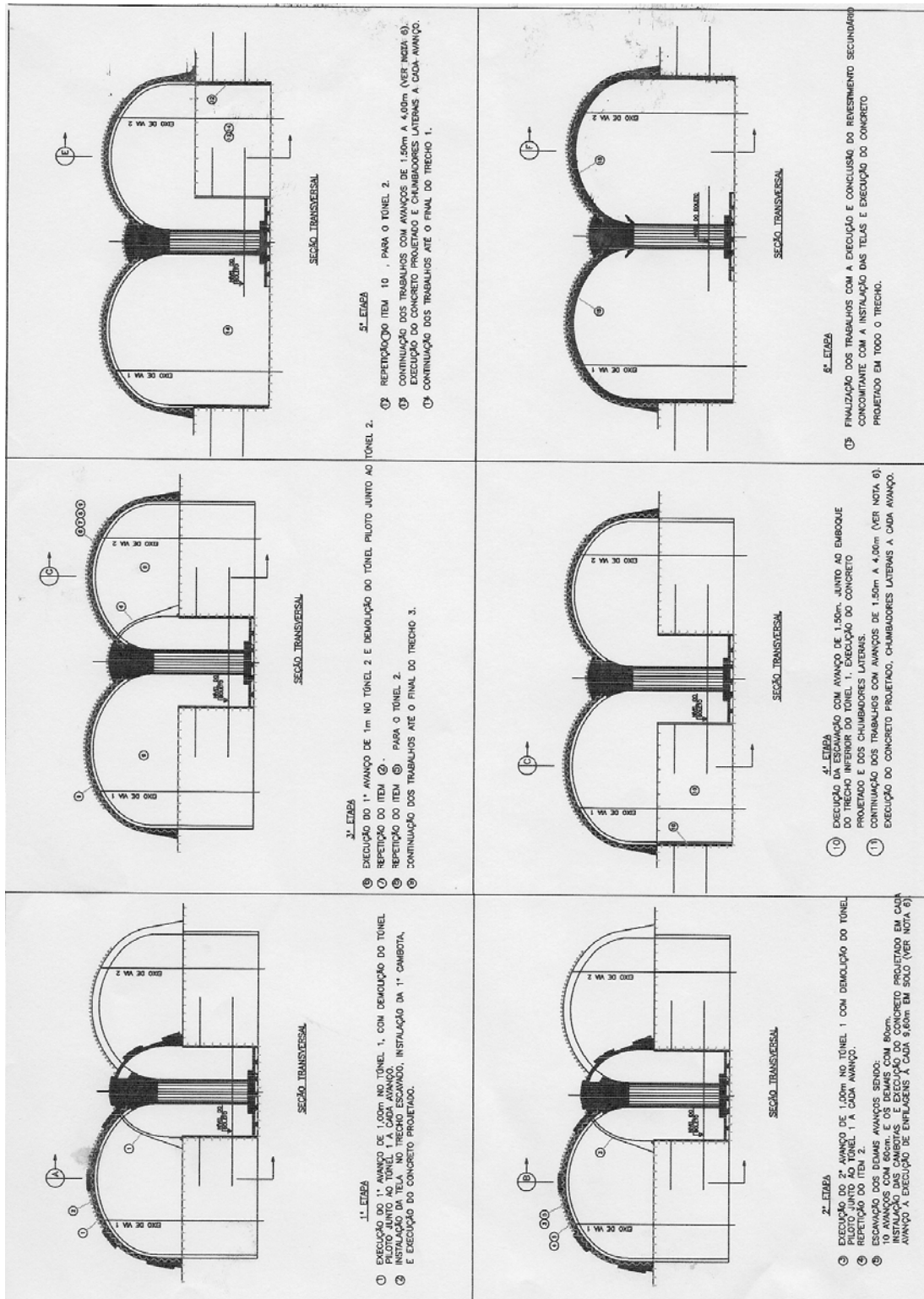


Figura 3.17 – Processo construtivo do trecho do emboque (modificado – Metrosal 2001j)



Figura 3.18 - Execução das enfilagens e pregagens no túnel piloto e nos túneis 1 e 2



Figura 3.19 - Instalação da tela no trecho escavado do túnel piloto. Instalação da 1ª cambota e execução do concreto projetado



Figura 3.20 – Rebaixo do túnel piloto.



Figura 3.21 - Execução dos pilares deixando esperas para as vigas e lajes

3.6.4 - ESCAVAÇÃO DOS ALARGAMENTOS DE CALOTAS LATERAIS

São as seguintes etapas de execução da escavação para alargamento das calotas laterais:

- Execução do 1º avanço de 1,0 m na via 1, com demolição do túnel piloto junto à via 1 a cada avanço (Fig. 3.22);

- Instalação da tela no trecho escavado. Instalação da 1ª cambota e execução do concreto projetado;
- Execução do 2º avanço de 1,0 m na via 1, com demolição do túnel piloto junto à via 1 a cada avanço;
- Instalação da tela no trecho escavado, instalação da 2ª cambota e execução do concreto projetado;
- Execução do 1º avanço de 1,0 m na via 2 e demolição do túnel piloto junto à via 2 (Fig. 3.23);
- Instalação da tela no trecho escavado, instalação da 1ª cambota e execução do concreto projetado;
- Para ambas as vias com defasagem de um avanço: escavação dos demais avanços (dez avanços com 60 cm e os demais com 80 cm). Instalação das cambotas e execução do concreto projetado em cada avanço a execução de enfilagens a cada 9,60 m em solo;
- Continuação dos trabalhos, até o final do trecho em transição solo-rocha;



Figura 3.22 - Execução do 1º avanço de 1,0 m na via 1, com demolição do túnel piloto junto à via 1 a cada avanço.



Figura 3.23 - Execução do 1º avanço de 1,0 m na via 2 e demolição do túnel piloto junto à via 2.

3.6.5 - REBAIXAMENTO DOS ALARGAMENTOS LATERAIS

São as seguintes etapas de execução do rebaixamento dos alargamentos laterais:

- Execução da escavação com avanço de 1,5 m junto ao emboque do trecho inferior da via 1. Execução do concreto projetado e dos chumbadores laterais (Fig. 3.24);
- Continuação dos trabalhos com avanços de 1,5 a 4,0 m. Execução do concreto projetado e chumbadores laterais a cada avanço (Fig. 3.25);
- Execução da escavação com avanço de 1,5 m junto ao emboque do trecho inferior da via 2. Execução do concreto projetado e dos chumbadores laterais;
- Continuação dos trabalhos com avanços de 1,5 a 4,0 m. Execução do concreto projetado e chumbadores laterais a cada avanço (Fig. 3.26);
- Continuação dos trabalhos, até o final do trecho em transição solo-rocha;
- Finalização dos trabalhos com a execução e conclusão do revestimento secundário concomitante com a instalação das telas e execução do concreto projetado em todo o trecho (Fig. 3.27).



Figura 3.24 – Execução de rebaixo da via 1.



Figura 3.25 – Via 1: continuação dos trabalhos com avanços de 1,5 a 4,0 m.
Execução do concreto projetado e chumbadores laterais a cada avanço



Figura 3.26 – Via 2: continuação dos trabalhos com avanços de 1, 5 a 4,0 m. Execução do concreto projetado e chumbadores laterais a cada avanço



Figura 3.27 - Finalização dos trabalhos com a execução e conclusão do revestimento secundário concomitante com a instalação das telas e execução do concreto projetado

3.7 - ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO EMBOQUE LAPA

O emboque Lapa, do Trecho do Metrô Lapa-Campo da Pólvora, está sendo construído dentro da estação de transbordo de ônibus urbanos de mesmo nome. A Estação de Transbordo da Lapa foi inaugurada em novembro de 1982 e ocupa 30.000 m² de área construída, possuindo três níveis de pisos, onde circulam 460.000 passageiros/dia, 325 ônibus/hora, funcionando 24 hs.

As dificuldades de construção em um ambiente como esse são evidentes, isso sem contar com a gama de interferências, na maioria das vezes imprevisível, dado principalmente a ausência de projetos e *as built* das construções existentes.

3.7.1 - O PROJETO

Para construção do emboque Lapa foi necessária a demolição de parte da estrutura da estação. O primeiro problema encontrado foi a presença de uma antiga cortina atirantada (Fig. 3.28).

A cortina existente possui 11,50 m de altura e 22,50 m de comprimento. Embora não tenha sido viável resgatar a memória de cálculo e projeto, foi possível a identificação de três linhas de tirantes, cada uma com onze tirantes. A primeira linha está situada na cota 43,64 m; a segunda, na cota 39,34 m, e a terceira linha na cota 36,34 m.



Figura 3.28 – Estrutura de contenção do emboque Lapa

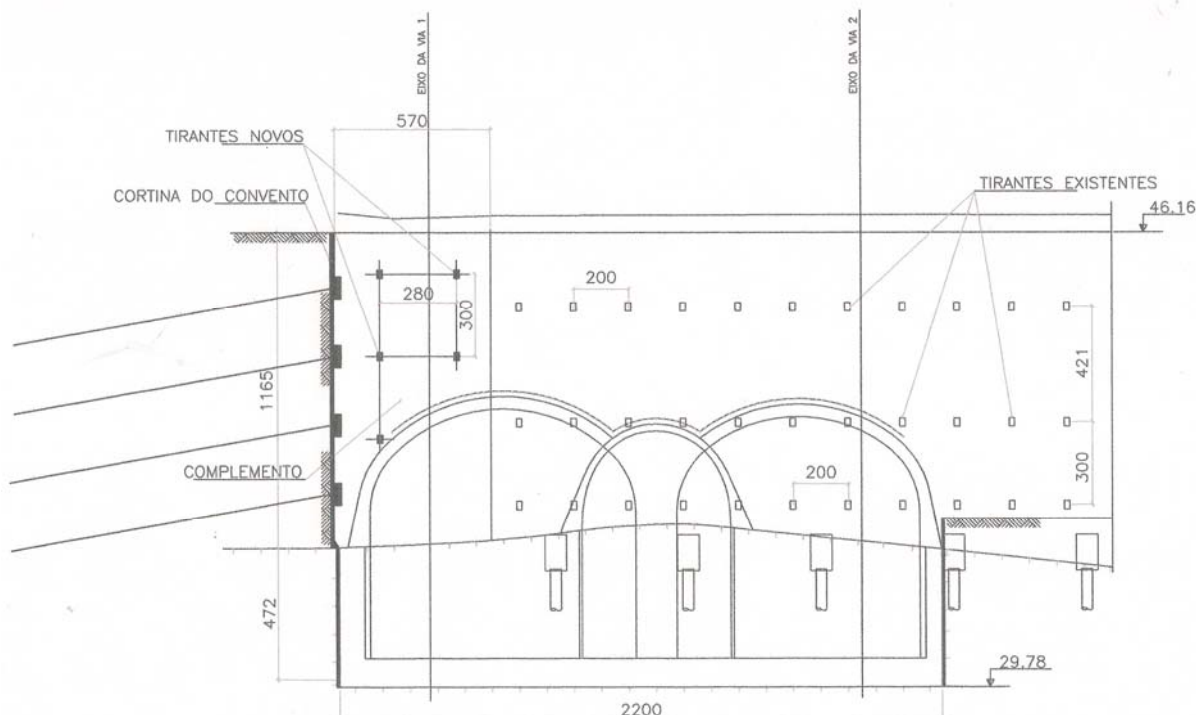
Quando da elaboração do projeto do túnel, foi averiguado que, dada a inclinação dos tirantes existentes (15°), parte das três linhas teria que ser interceptada pelas escavações dos túneis piloto e vias 1 e 2. Para tal, foi projetado um sistema de grampeamento composto de grampos com diâmetro de 15 cm (6”), contendo uma barra de aço CA-50 de diâmetro de 32 mm, preenchidos por calda de cimento em todo o seu comprimento. Os grampos foram executados em oito linhas, sendo as quatro superiores espaçadas de 1,50 m e comprimento de 12,0 m; e as demais espaçadas de 1,30 m e comprimento de 9,0 m.

Em adição, para execução do rebaixo do túnel, foi necessário o aprofundamento da escavação abaixo da cota 34,84 m (base da cortina existente) até a cota 29,78 m (base da escavação). Para tal, foi efetuada uma estrutura em solo grampeado (*soil nailing*), com grampos com 3,0 m de comprimento e diâmetro de 10 cm (4”), contendo uma barra de aço CA-50, de diâmetro de 25 mm, preenchidos por calda de cimento em todo o seu comprimento. Essa estrutura possui espessura de 10 cm em concreto projetado sobre tela soldada Q196, cuja fixação dos grampos é efetuada por placa de reação de 20 X 20 cm.

Durante a demolição da cortina, foi identificado, próximo à parede direita da via 2, um bolsão de areia, com cerca de 2,0 m de largura e 1,0 m de espessura, provavelmente devido ao aterro de recomposição de montante da cortina existente. Este bolsão foi tratado com injeções de calda de cimento com fator a/c de 0,50 e injeção por gravidade (coluna de injeção média de 6,0 m de altura).

Visando à complementação da área do emboque Lapa, foram executadas duas novas cortinas atirantadas, a primeira, do lado esquerdo da via 1 (cortina complementar do emboque) e a segunda, perpendicular a essa, de forma a permitir a implantação da estação de integração metro-ônibus da Lapa, cortina do Convento da Lapa (Fig. 3.29).

A cortina complementar do emboque possui a mesma altura da existente e largura de 5,70 m (Fig. 3.29). Foram utilizados cinco tirantes definitivos acima do nível do teto do túnel e grampos provisórios na frente de escavação do túnel. A Tab. 3.3 apresenta as principais características dos tirantes implantados no complemento da cortina do emboque Lapa.



Obs. Dimensões em centímetros

Figura 3.29 – Projeto da estrutura de contenção complementar do emboque Lapa (modificado – Metrosal, 2001I).

Tabela 3.3 - Principais características dos tirantes implantados no complemento da cortina do emboque Lapa.

Tirante	Cota (m)	Protenção (kN)	Comp. Ancorado (m)	Comp. Total (m)	Inclinação horiz. (°)	Inclinação vertical (°)	Diâmetro da barra (mm)
1° nível	44,66	164	10	16	30	25	25
2° nível	41,66	377	13	19	30	25	38
3° nível	38,66	514	13	19	30	25	44

A contenção do Convento da Lapa possui altura máxima de 20,20 m e largura de 88,60 m. Tal contenção é constituída por uma cortina atirantada e protendida desde o topo até a linha de contato solo-rocha e, abaixo dessa, por concreto projetado sobre tela soldada, fixado por chumbadores. A Tab. 3.4 apresenta as principais características dos tirantes implantados na cortina do Convento da Lapa.

Tabela 3.4 - Principais características dos tirantes implantados na cortina do Convento da Lapa.

Tirante	Cota (m)	Protenção (kN)	Comp. Ancorado (m)	Comp. Total (m)	Inclinação horiz. (°)	Inclinação vertical (°)	Diâmetro da barra (mm)
1º nível	Var.	260	9	15	0	25	32
2º nível	Var.	450	11	17	0	25	41
3º nível	Var.	450	11	17	0	25	41
4º nível	Var.	377	6	12	0	25	38
5º nível	Var.	514	4,5 (*)	10,5	0	25	44

(*) fixação em rocha sã

Para os tirantes da cortina, com diâmetro nominal de 10 cm (4”), foram empregadas monobarras especiais ($f_{yk}=750 \text{ kN/mm}^2$). Para os chumbadores, com diâmetro também de 10 cm (4”), foram utilizadas barras CA-50A no diâmetro de 25 mm fixados por placa de ancoragem parafusada. No contato solo-rocha foram usados drenos profundos de diâmetro de 5 cm, inclinados de 10°.

3.7.2 - MÉTODO CONSTRUTIVO

A sequência construtiva adotada para as contenções foi:

- Reforço com grampos na cortina existente;
- Execução da cortina complementar do emboque Lapa;
- Tratamento com injeções de calda de cimento na parede direita da via 2;
- Execução da cortina do Convento da Lapa;
- Execução do rebaixo em solo grampeado das cortinas existentes e complementar do emboque, à medida que a escavação era efetuada;
- Execução do rebaixo da cortina do Convento Lapa, com chumbadores em rocha, à medida que a escavação era efetuada.

A Fig. 3.30 mostra o emboque Lapa após a conclusão das obras civis.



Figura 3.30 – Emboque Lapa após a conclusão das obras civis

Capítulo

4

Ensaaios de Campo e Laboratório

Neste capítulo são apresentados e comentados os resultados obtidos no programa de investigação geotécnica de campo e laboratório efetuado na área do emboque Lapa, do trecho Lapa-Pólvora, do Metrô de Salvador.

O solo do local é proveniente do processo de intemperização de rochas granulíticas. Solos residuais desta natureza apresentam particularidades que dificultam a interpretação dos resultados, principalmente: variações de comportamento sazonais, devido à alteração do grau de saturação, e, portanto, da sucção para o solo maduro; e, dificuldades de amostragem e heterogeneidades oriundas da rocha matriz no caso do solo jovem.

No caso de solos residuais provenientes do intemperismo de rochas granulíticas, as discontinuidades litológicas e mineralógicas, herdadas da rocha mãe, impõem processos de decomposição diferenciais, que dificultam a adoção de valores de parâmetros geotécnicos. Mesmo considerando a homogeneidade da rocha mãe, o solo saprolítico resultante, ainda assim, não seria homogêneo devido à variação do grau de intemperismo com a profundidade.

No caso de valores do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), essa determinação de valor torna-se bem mais difícil. Se, por um lado, os movimentos tectônicos e intrusões localizados na rocha mãe podem induzir tensões horizontais extremamente elevadas, por outro, o intemperismo tende a destruir esse estado e estabelecer um novo equilíbrio geostático no solo.

4.1 - ENSAIOS DE CAMPO

O programa de investigação do subsolo na área do emboque Lapa, do trecho Lapa-Pólvora, foi realizado entre os anos de 2000 a 2006, conduzido por diversas empresas de sondagens, além do Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da Bahia. Durante três campanhas de ensaios, foi obtida uma gama de resultados de alto nível que envolveu: sondagens de simples reconhecimento com penetração dinâmica – sondagem à percussão - (SP), rotativas (SR) e mistas (SM), ensaios de penetração estática (CPT), ensaios dilatométricos (DMT) e geofísicos (Tab. 4.1). Os objetivos desses ensaios foram a detecção dos estratos de solos/rochas e de seus principais parâmetros geotécnicos.

Tabela 4.1 – Quantidade de ensaios de campo realizados por campanha

ENSAIO	1ª campanha ano: 2000	2ª campanha ano: 2001/2002	3ª campanha ano: 2006	TOTAL
Sondagem à percussão (SP)	1	3	2	6
Sondagem mista (SM)	8			8
Sondagem rotativa (SR)		7		7
Penetração estática (CPT)			4	4
Dilatômetro (DMT)			3	3
Ensaio Geofísico	2			2
Poço de inspeção			2	2

A primeira campanha de investigação foi conduzida em 2000, na etapa de projeto básico. Já a segunda aconteceu nos anos de 2001 e 2002, quando do projeto executivo, sendo desenvolvida em paralelo com o início das obras. A terceira campanha, realizada no ano de 2006, foi direcionada para este trabalho de tese. A Fig. 4.1 mostra a localização dos ensaios de campo realizados.

4.1.1 - SONDAJENS: PERCUSSÃO, ROTATIVA E MISTA

As sondagens à percussão (SP) e mistas (SM) foram realizadas segundo as normas NBR-6484/80 (ABNT, 1980) e NBR-6484/01 (ABNT, 2001), respectivamente, para a primeira campanha e para as demais, à exceção da utilização de corda para acionamento do martelo (Fig. 4.2).

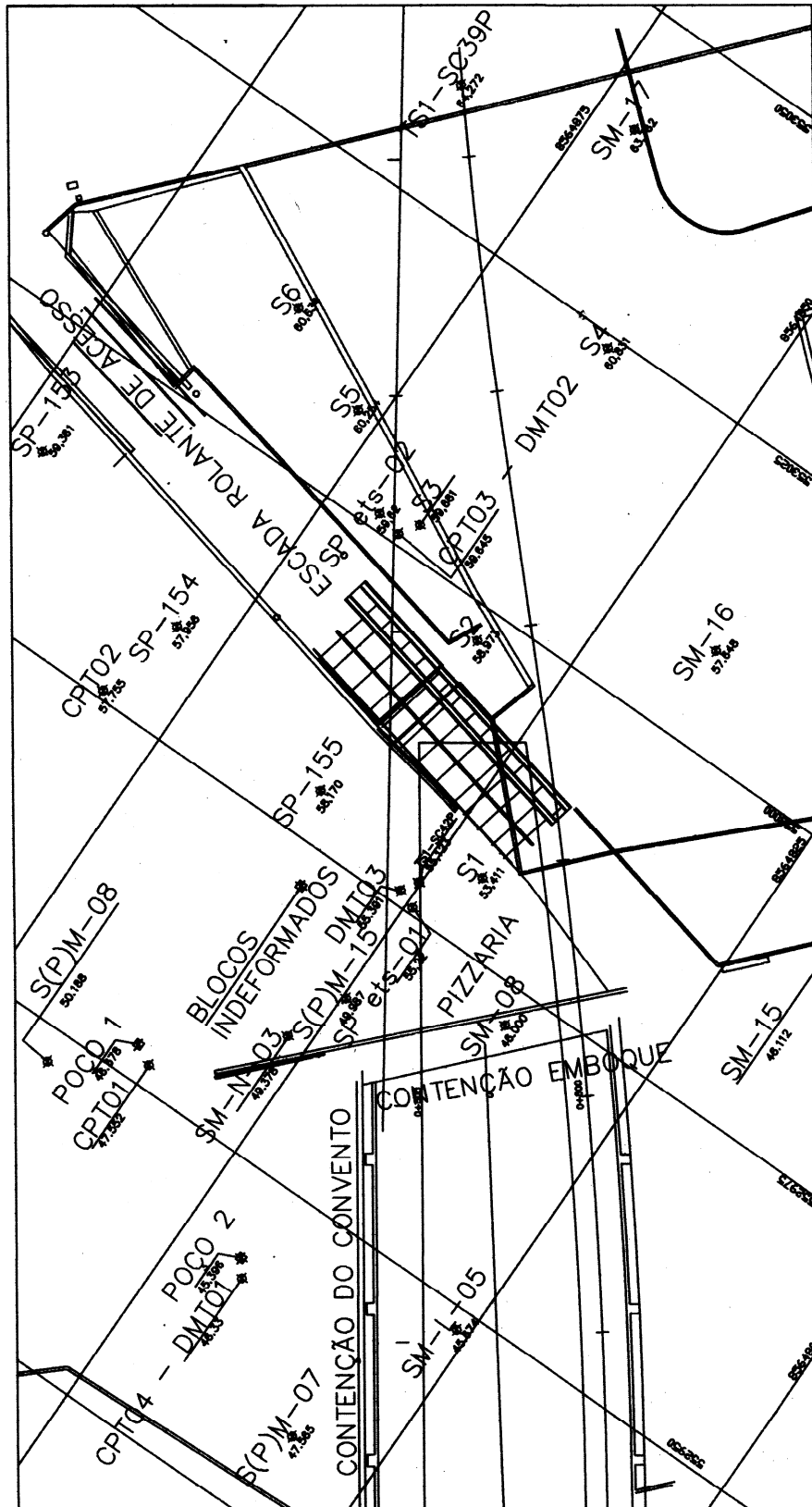


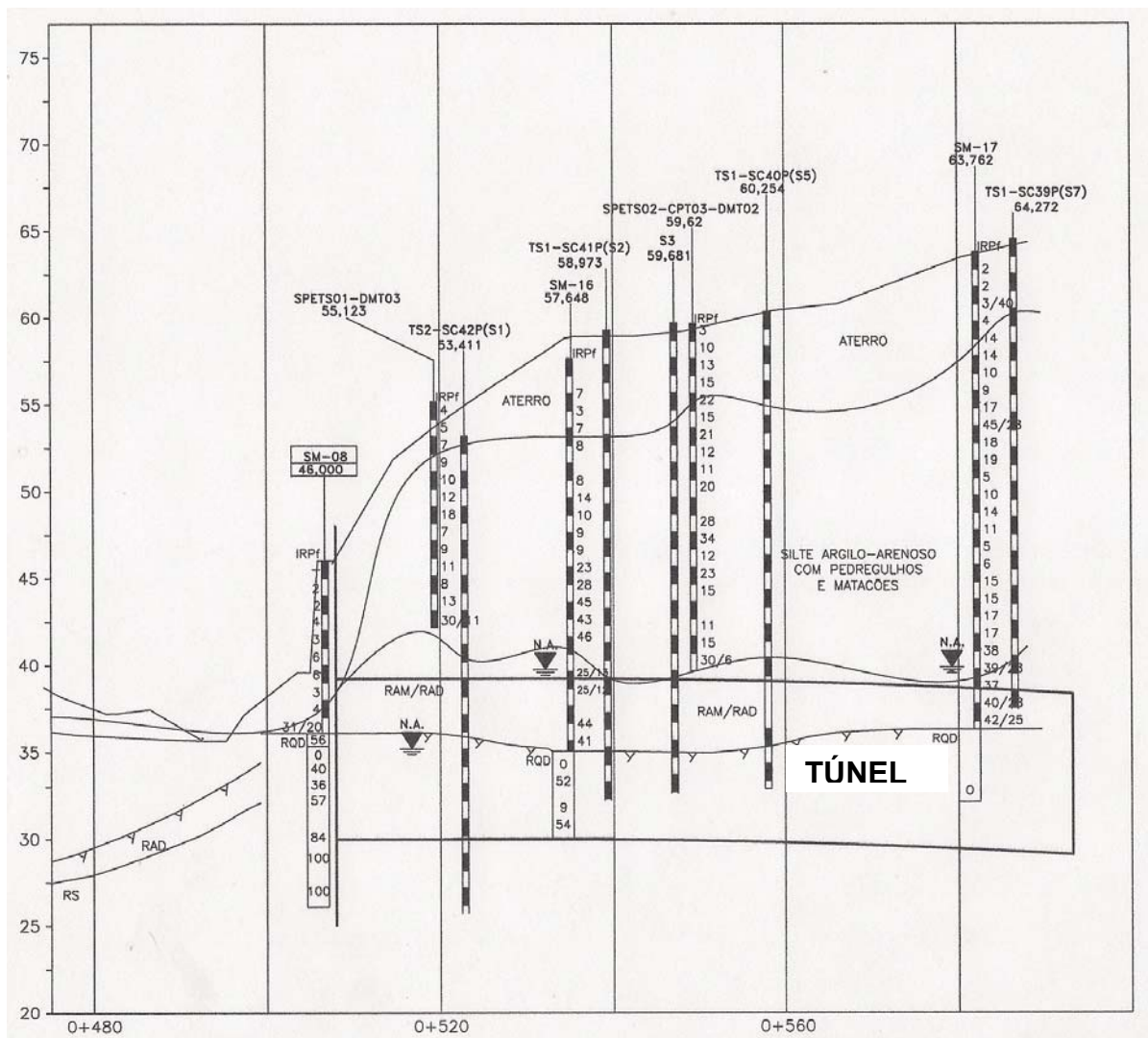
Figura 4.1 – Localização dos ensaios de campo e dos blocos indeformados (modificado - Metrosal, 2000a)



Figura 4.2 – Sondagem à percussão realizada ao topo do túnel

De posse das sondagens, foram traçados os perfis associados longitudinal, no eixo do túnel, e transversal, na seção do emboque (estaca E-0+503,66 m), mostrados nas Figs. 4.3 e 4.4, respectivamente.

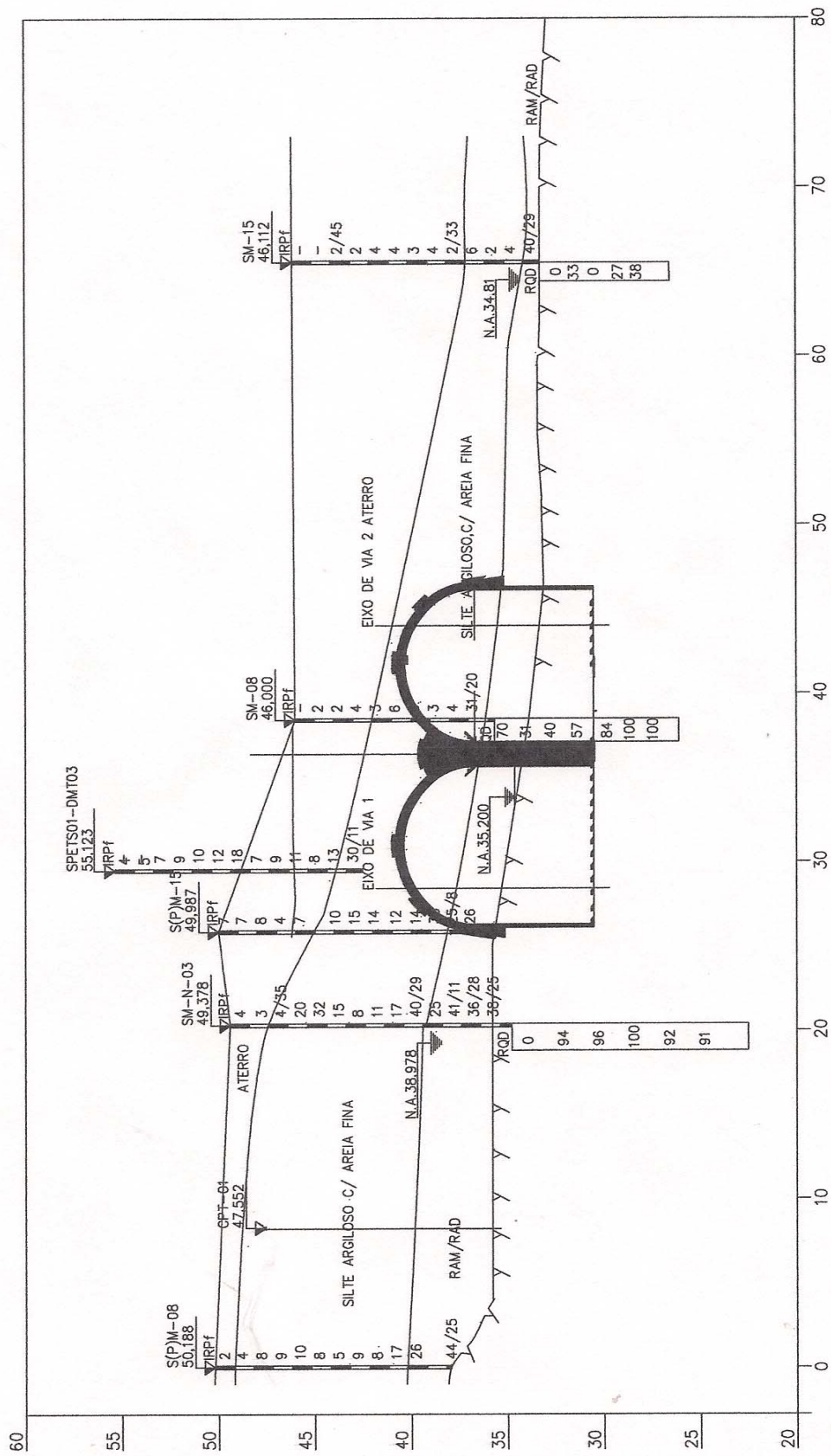
Na seção do emboque (estaca E-0+503,66 m) foi detectada uma camada de aterro, proveniente da implantação das estruturas da Estação de Transbordo da Lapa, possuindo cerca de 2 m de espessura do lado esquerdo do emboque, elevando-se à medida que se adentrava na estação. O número de golpes obtidos nas sondagens de simples reconhecimento (N_{SPT}) variava de 0 a 4. Abaixo da camada de aterro, aparece o solo residual maduro, formado ora por silte argiloso, ora por silte arenoso, ambos com presença de pedregulhos. Nessa camada, o valor do N_{SPT} eleva-se consideravelmente, atingindo até 30 golpes. O contato do solo residual maduro e a camada de rocha alterada mole e rocha alterada dura (RAM/RAD) varia entre as cotas 37 e 40 m acompanhando a topografia da seção transversal no emboque. Sotoposta ao RAM/RAD e, aproximadamente, com a mesma declividade, é encontrada a rocha sã, variando entre as cotas 33 e 36 m.



Legenda: RQD – rock quality designation; IRPf – índice de resistência a penetração final

Figura 4.3 – Perfil geotécnico longitudinal no eixo do túnel na área do emboque Lapa (modificado - Metrosal, 2000b)

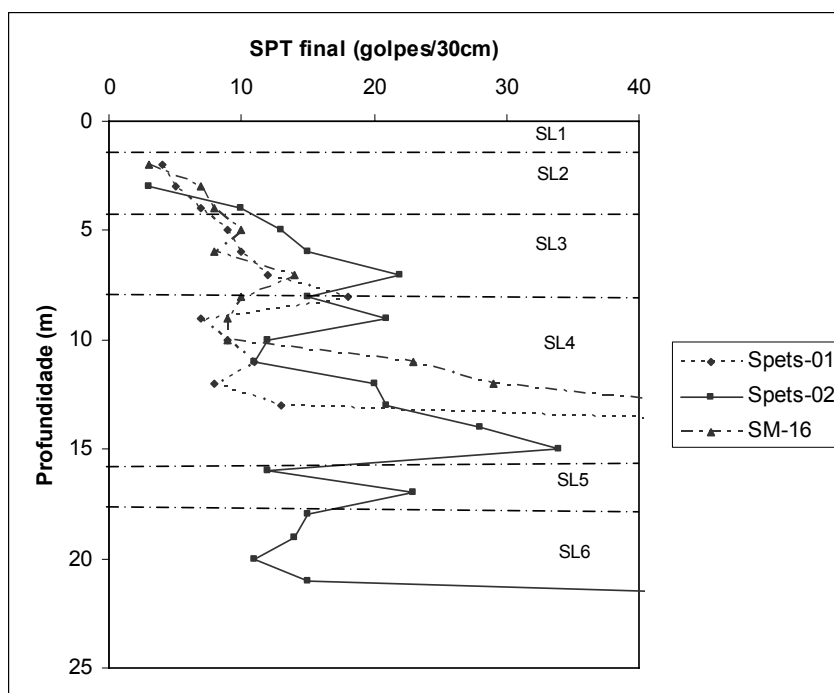
Com relação ao perfil longitudinal no eixo do túnel, a disposição e sequência das camadas são as mesmas. O topo da camada de solo residual maduro acompanha a topografia do terreno, o que não acontece com a superfície de contato entre esta camada e o RAM/RAD (rocha alterada mole e rocha alterada dura), que se apresenta praticamente horizontalizado, entre as cotas 38 e 42 m, aproximadamente, correspondente à geratriz superior do túnel. O mesmo comportamento é observado no contato entre a RAM/RAD (rocha alterada mole e rocha alterada dura) e a rocha sã, que varia muito pouco entre as cotas 35 e 37 m.



Legenda: RQD – rock quality designation; IRPf – índice de resistência a penetração final

Figura 4.4 – Perfil geotécnico transversal no emboque. Estaca E-0+503,66 m. (modificado Metrosal, 2001n)

Na Fig. 4.5 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios SPT, realizados no eixo do túnel, com base nas sondagens SPETS-01, SPETS-02 e SM-16. Visando representar o comportamento em relação ao SPT nas diversas camadas, não foram respeitadas as diferenças entre as cotas das bocas dos furos de sondagens. Os perfis foram lançados observando-se apenas a equivalência entre as camadas de solo.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.5 – Resultados dos ensaios de SPT no eixo do túnel

Como pode ser notada, a variação do SPT é muito semelhante para as três sondagens. Até a camada silto-argilosa ocorreu um aumento linear com a profundidade da quantidade de golpes, apresentando uma drástica redução ao atingir o horizonte de silte arenoso. Daí, foi observada nova elevação de valores até o impenetrável para as sondagens SPETS-01 e SM-16. A sondagem SPETS-02 progrediu até a profundidade de 24 m, quando foi observado o impenetrável.

Em nenhuma das sondagens foi observada a presença do nível d'água.

O contato da rocha com o solo residual está classificado, preferencialmente, como tendo grau de alteração A3/A2 e grau de coerência C2, melhorando para A1/C1 com o aprofundamento dos furos de sondagem. O grau de fraturamento é variável, apresentando-se muito fraturado no começo do trecho em rocha, tendendo a sofrer sensível melhora com o avanço da perfuração. A mesma predisposição é observada para o RQD (*Rock Quality Designation*).

Com relação aos aspectos estruturais, as superfícies das fraturas são descritas como variando de levemente oxidadas a muito oxidadas, pouco rugosa (R1 a R3), e também são indicados trechos em que há fraturas com evidência de deslocamentos e bloco e superfícies estriadas.

O extrato rochoso é classificado como rocha granulítica, cinza, pouco alterada a sã, medianamente fraturada, com fraturas sub-horizontais, levemente oxidadas, com superfície rugosa.

No Apêndice A podem ser encontrados os resultados obtidos com as sondagens à percussão (SP), rotativas (SR) e mistas (SM).

4.1.2 - ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPT)

O ensaio de penetração estática tem, cada vez mais, ganho adeptos na comunidade geotécnica. Isso se deve à facilidade de sua execução e obtenção de parâmetros de forma contínua, produzindo a descrição do perfil estratigráfico com relação ao tipo de solo, formação da camada, espessura, uniformidade, continuidade, definição da posição do nível d'água e de estimativas indiretas de uma série de parâmetros geotécnicos. Desta forma, os resultados do ensaio de CPT podem ser interpretados com as seguintes finalidades de identificação de perfil estratigráfico e classificação do solo, obtenção de parâmetros geotécnicos e aplicação direta em fundações.

Vários autores nacionais trazem propostas de interpretação de perfis de solo e obtenção de parâmetros geotécnicos derivados dos ensaios CPT/CPTU, a exemplo de Rocha Filho & Schnaid (1995), Danziger & Schnaid (2000), Cunha (1996) e Schnaid (2000).

Segundo Quaresma et al. (1996), Danziger & Schnaid (2000) e Lunne et al. (1997), o ensaio de cone apresenta resultados satisfatórios para classificação de solos sedimentares, porém ainda não foi testado de forma sistemática em depósitos residuais, como é o caso em estudo.

Este ensaio é padronizado pela norma americana D-5778 (ASTM, 1995) e, no Brasil, pela NBR-12069 (ABNT, 1991), Ensaio de Penetração e Cone In Situ (CPT).

Os ensaios foram efetuados com equipamento cedido pelo Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (Figs. 4.6 e 4.7).



Figura 4.6 – Ensaio de CPT realizado ao topo do túnel



Figura 4.7 – Piezocone

Trata-se de equipamento hidráulico motorizado (trator de esteira), com capacidade máxima de cravação de 200 kN. O piezocone instalado na ponta das hastes possui diâmetro de 3,56 cm, área de 10 cm², ângulo de base de 60°, com capacidade máxima na ponta de 100 kN e 1000 kPa de atrito lateral, acoplado a um sistema de aquisição de dados que fornece a resistência de ponta (QC) e atrito lateral (fs). Não houve medidas de poropressão (u), uma vez que o nível d'água encontrava-se no contato entre a camada de solo residual maduro e o RAM/RAD (rocha alterada mole e rocha alterada dura). Os dados de QC e fs foram obtidos a cada 2,5 cm de profundidade, com velocidade média de cravação estática de 2 cm/s, conforme norma NBR-12069 (ABNT, 1991).

Os ensaios foram executados até o limite da capacidade de carga do sistema de ancoragem que excedia a carga necessária para cravação do equipamento. Dessa forma, as sondagens eram interrompidas sempre que a inclinação ao longo da profundidade atingia 1,5° por passo, ou 3° nos primeiros 5,0 m, sendo 9° a inclinação máxima permitida ao longo do ensaio (Hogentogler em 1995, citado em Mota, 2003).

Os furos CPT-01 a CPT-03 foram interrompidos, provavelmente, após ter atingido o solo intemperizado jovem, conforme indicado pelas sondagens à percussão mais próximas.

Já o furo CPT-04 apresentou profundidade de apenas 5,76 m. Como foi realizado muito próximo à cortina de contenção do convento, é possível que tenha atingido algum dos tirantes.

Todos os ensaios foram realizados entre os meses de julho e agosto, considerados como início da estação seca. As Figs. 4.8 a 4.11 apresentam os resultados obtidos pelo ensaio de penetração estática (CPT).

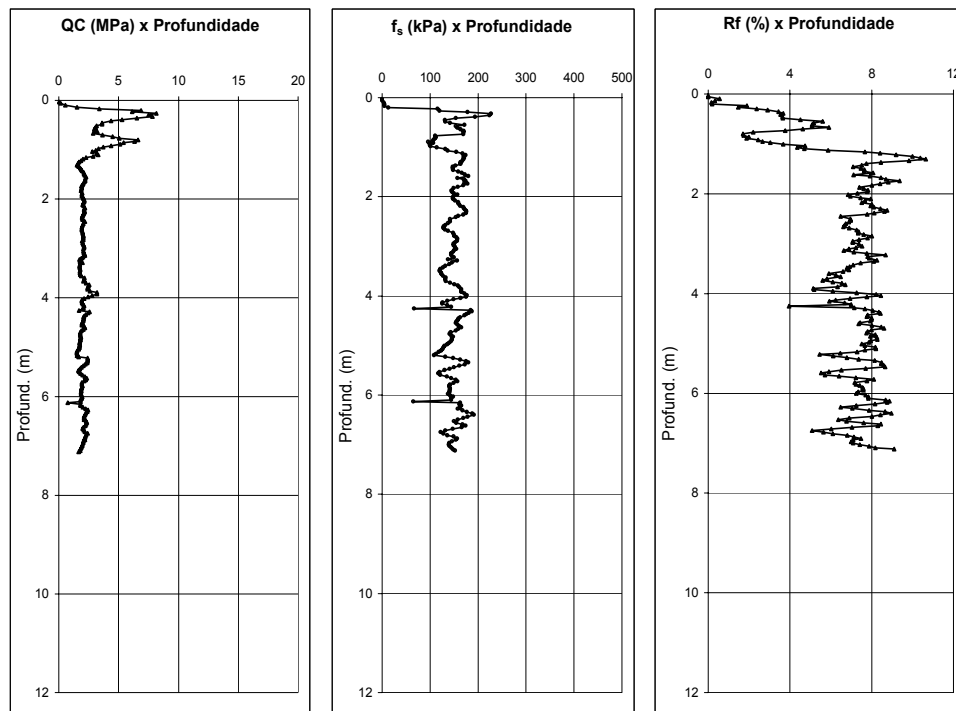


Figura 4.8 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-01)

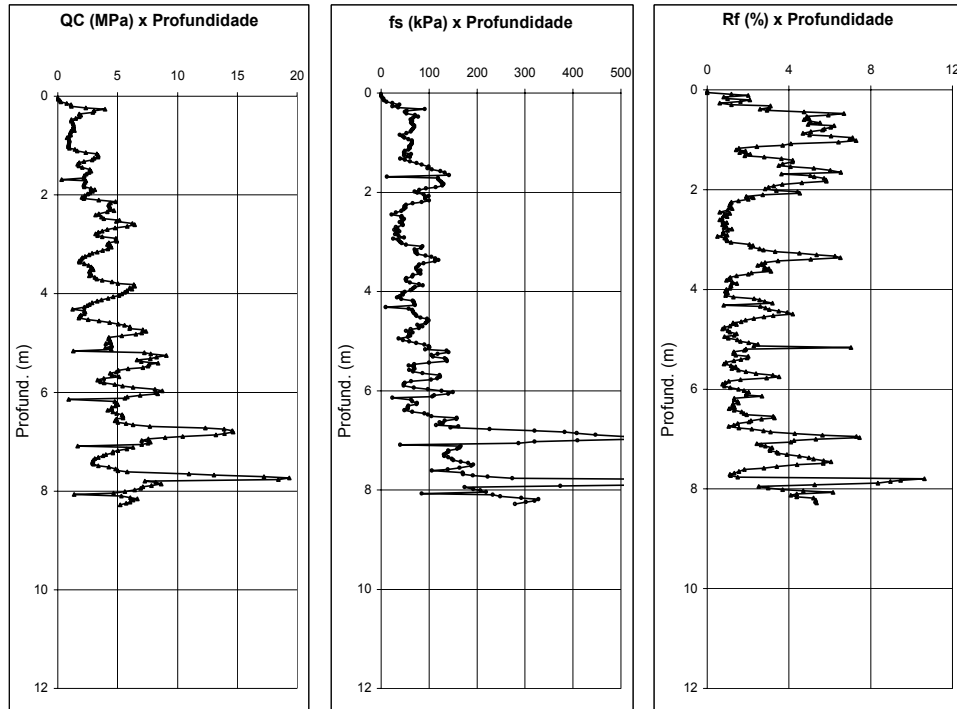


Figura 4.9 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-02)

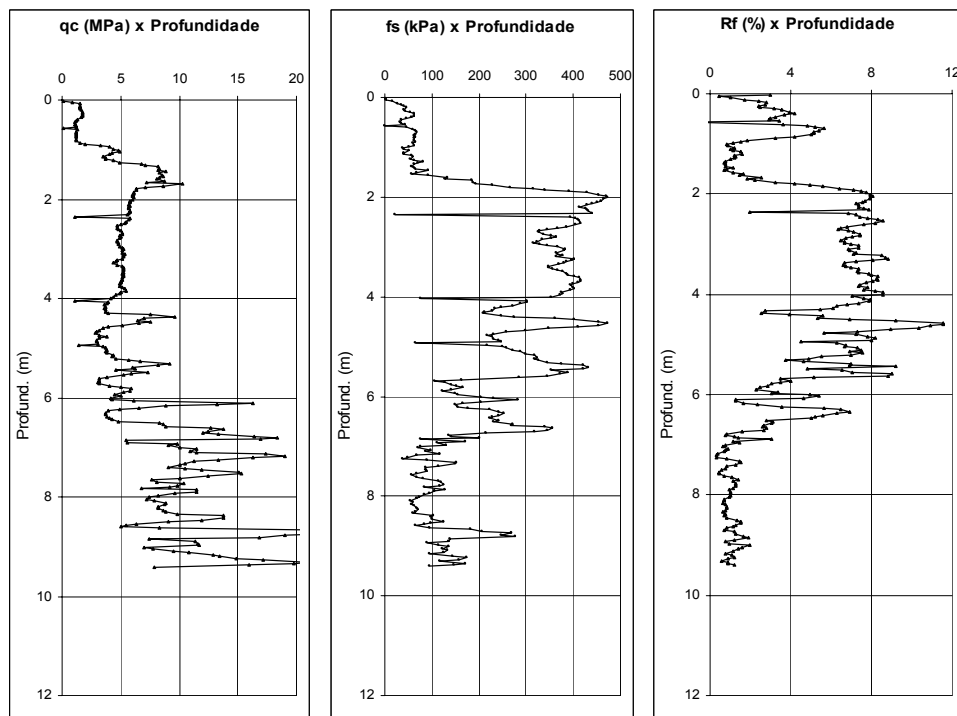


Figura 4.10 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-03)

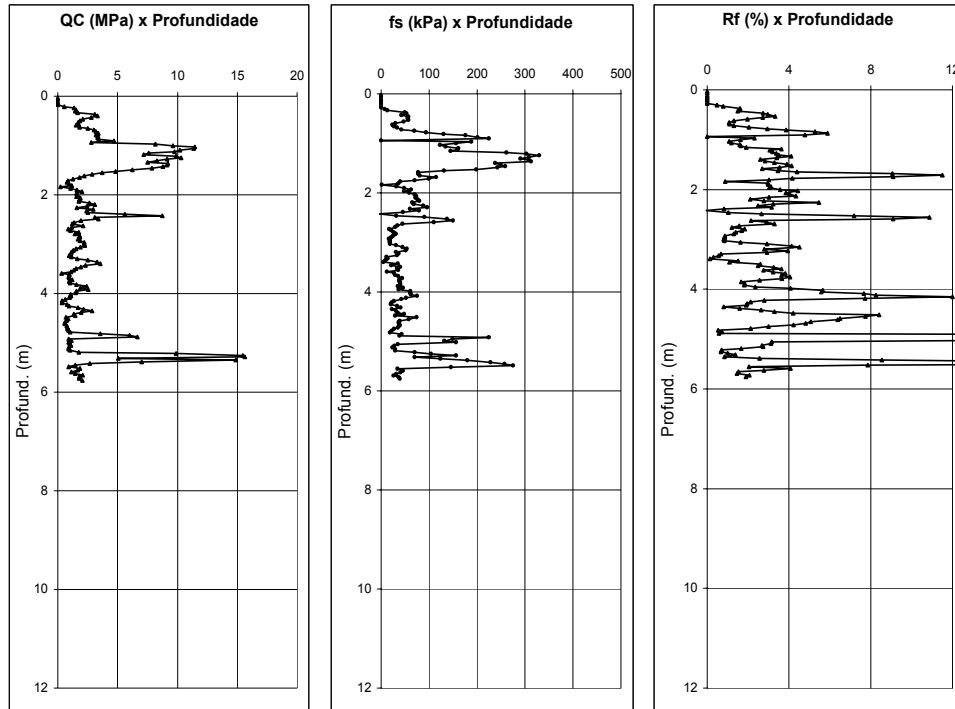


Figura 4.11 – Resultado obtido com o ensaio de penetração estática (CPT-04)

Com base nos parâmetros QC e fs, obtidos no ensaio CPT, foi utilizada a proposta de Eslami & Fellenius em 1997, citado em Mota et al. (2002), para análise estratigráfica do solo (Figs. 4.12 a 4.15). Mota et al. (2002) obtiveram bons resultados com essa proposta na análise estratigráfica nos solos de Brasília (DF). No entanto, o único registro na bibliografia para ensaios realizados no solo residual do granulito de Salvador foi apresentado por Foá (2005).

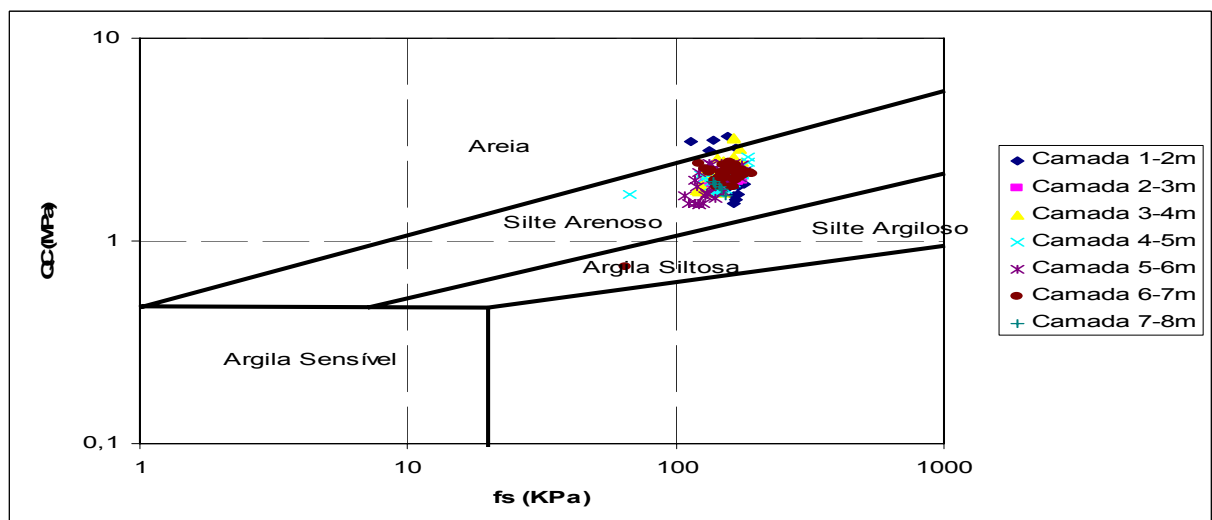


Figura 4.12 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-01

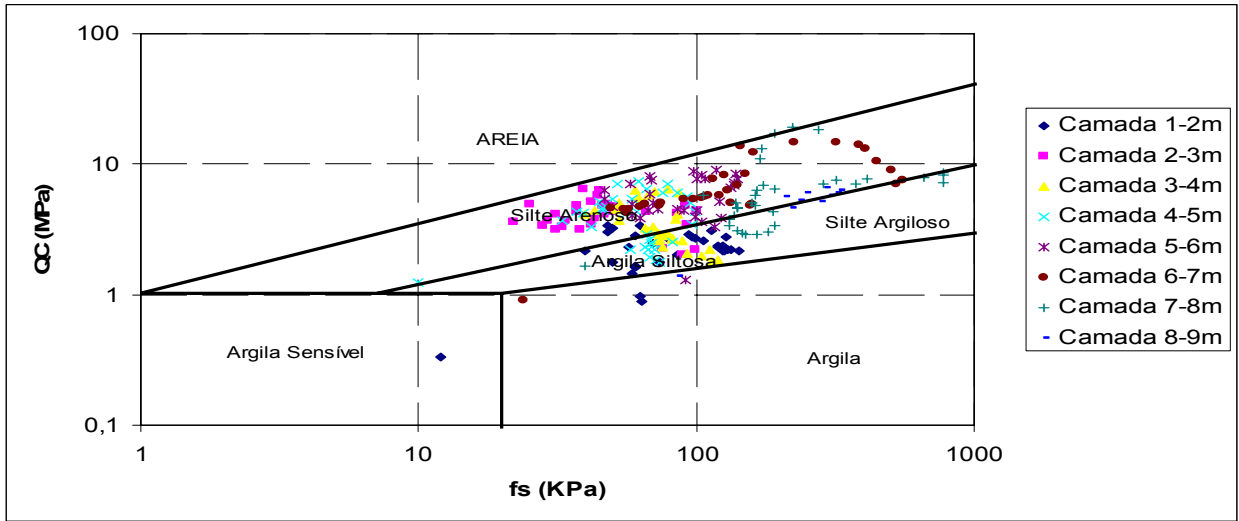


Figura 4.13 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-02

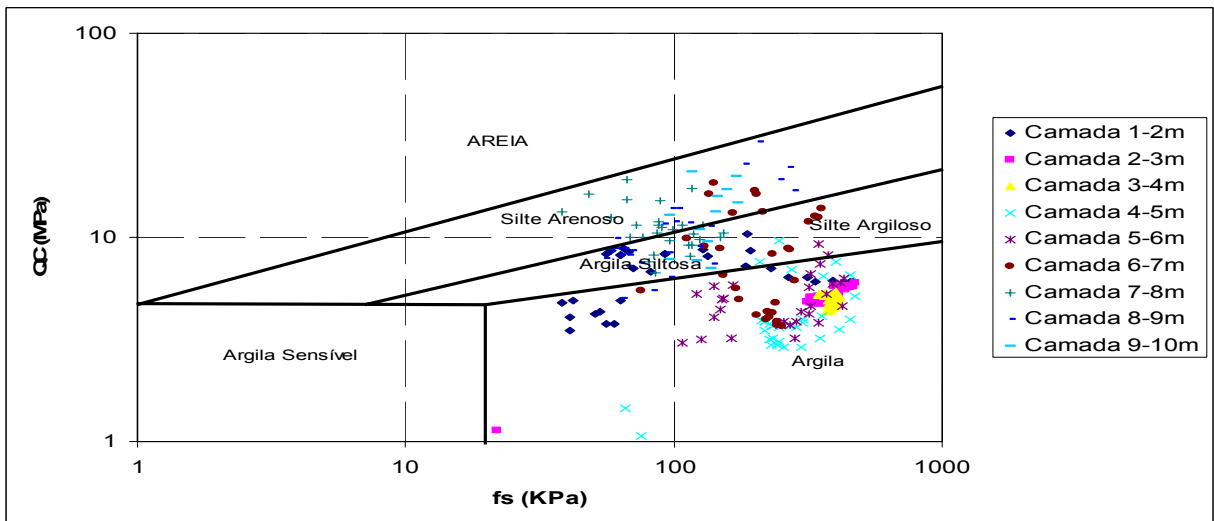


Figura 4.14 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-03

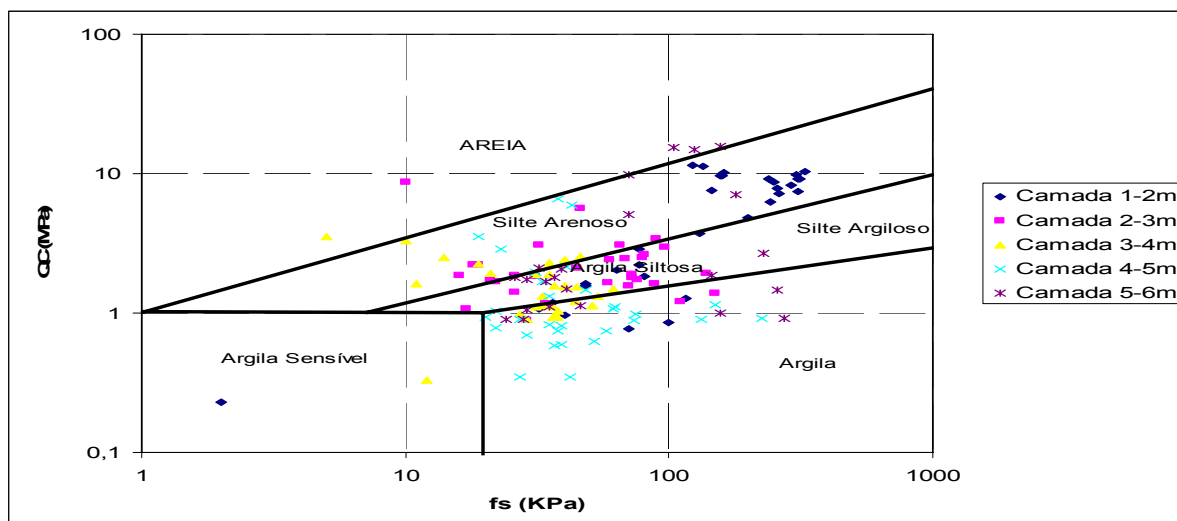


Figura 4.15 – Classificação do solo segundo Eslami & Fellenius (1997) – CPT-04

A classificação apresentou baixa dispersão de pontos para cada camada de solos dentro de uma mesma profundidade. A maior concentração de pontos ficou entre silte areno-argiloso e argila siltosa.

Em função da grande influência que o parâmetro QC exerce nesta classificação, no caso da cidade de Salvador, que possui dois períodos bem distintos em relação à distribuição pluviométrica, acredita-se que dispersões podem acontecer, sobretudo na elevação do valor de QC, devido ao ressecamento do solo. Seria necessário que ensaios semelhantes fossem efetuados durante o período de chuvas intensas, que ocorrem entre março e julho, para que as variações pudessem ser analisadas.

4.1.3 - DILATÔMETRO DE MARCHETTI (DMT)

Nos últimos vinte anos, o DMT tem sido utilizado no Brasil como uma ferramenta prática e confiável de obtenção de parâmetros geotécnicos. Desenvolvido na Itália em 1975, por Silvano Marchetti, o ensaio foi normalizado nos Estados Unidos, pela ASTM (1986), e na Europa (Eurocode 7, 1997), não possuindo, ainda, norma específica no Brasil.

Segundo seu autor (Marchetti, 1980), o DMT, durante a cravação, gera perturbações inferiores a outras técnicas e as medidas são obtidas para pequenas deformações correspondentes ao comportamento do solo ainda na fase elástica.

O maior problema, no entanto, é que os parâmetros geomecânicos do solo foram estimados a partir de correlações semiempíricas desenvolvidas para solos de clima temperados, principalmente para areias e argilas de origem sedimentar. Schnaid (2000) e Mota (2003) ressaltam a necessidade de formação de um banco de dados para solos brasileiros. Em particular, no caso dos solos residuais do granulito baiano, a experiência restringe-se a ensaios realizados por Foá (2005) próximo ao Campo da Pólvora, em Salvador.

Para cravação do DMT foi utilizado o mesmo equipamento cedido pelo Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA, utilizado na cravação do cone (Figs. 4.16 e 4.17).

Os ensaios foram realizados com a lâmina do dilatômetro apenas na direção paralela às contenções, isto é, pressão aplicada perpendicularmente às contenções, visando observar a influência destas nos parâmetros do solo, particularmente sobre o K_0 . Segundo Passos et al. (2002), no caso do solo intemperizado de Brasília (DF), a variação do valor de K_0 pode chegar a 30%, considerando diferentes direções de ensaios.



Figura 4.16 – Ensaio de DMT realizado ao topo do túnel



Figura 4.17 – Ensaio de DMT realizado ao topo do túnel – Detalhe da palheta

O DMT-01 foi executado a cerca de 10 m da contenção do Convento da Lapa, aproximadamente com a mesma cota da geratriz superior da cortina atirantada. O DMT-02 e DMT-03 foram executados sobre o topo do emboque, em cotas superiores a da contenção aí existente.

Devido à rigidez da membrana do DMT, além de possíveis imprecisões no sistema de medição, foi adotado o sistema de correção das pressões medidas, conforme sugerido por Marchetti & Crapps (1981).

Foram inicialmente obtidos os parâmetros referentes às pressões corrigidas (p_0 e p_1) (Fig. 4.18) e os parâmetros intermediários relativos ao índice de material (I_d), índice de tensão horizontal (K_d) e o módulo dilatométrico (E_d) (Figs. 4.19 a 4.21). A partir desses dados foram também obtidos o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), o ângulo de atrito (ϕ), o módulo oedométrico (M), o módulo de Young (E) e a razão de sobreadensamento (OCR).

Como o furo DMT-01 foi executado muito próximo à cortina atirantada do Convento da Lapa, por conta da presença dos tirantes, foi necessário relocar o furo três vezes, até que o ensaio fosse realizado até o provável impenetrável, segundo as sondagens de simples reconhecimento realizadas nas proximidades. Pelo mesmo motivo, foram danificadas duas membranas durante o ensaio (Fig. 4.22). O furo

DMT-02 foi conduzido até o impenetrável, o que foi verificado pelo levantamento do equipamento de cravação. Já o furo DMT-03 teve sua profundidade limitada a 10 m, devido à quantidade de hastes existentes.

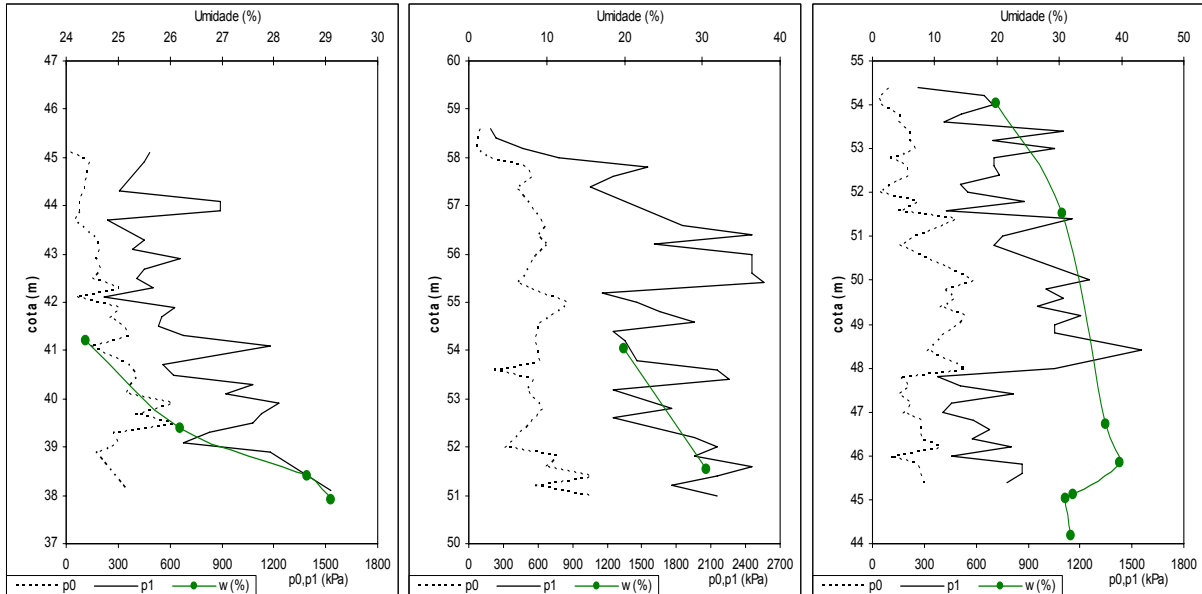


Figura 4.18 – Parâmetros iniciais do DMT – (a) DMT-01; (b) DMT-02 e (c) DMT-03

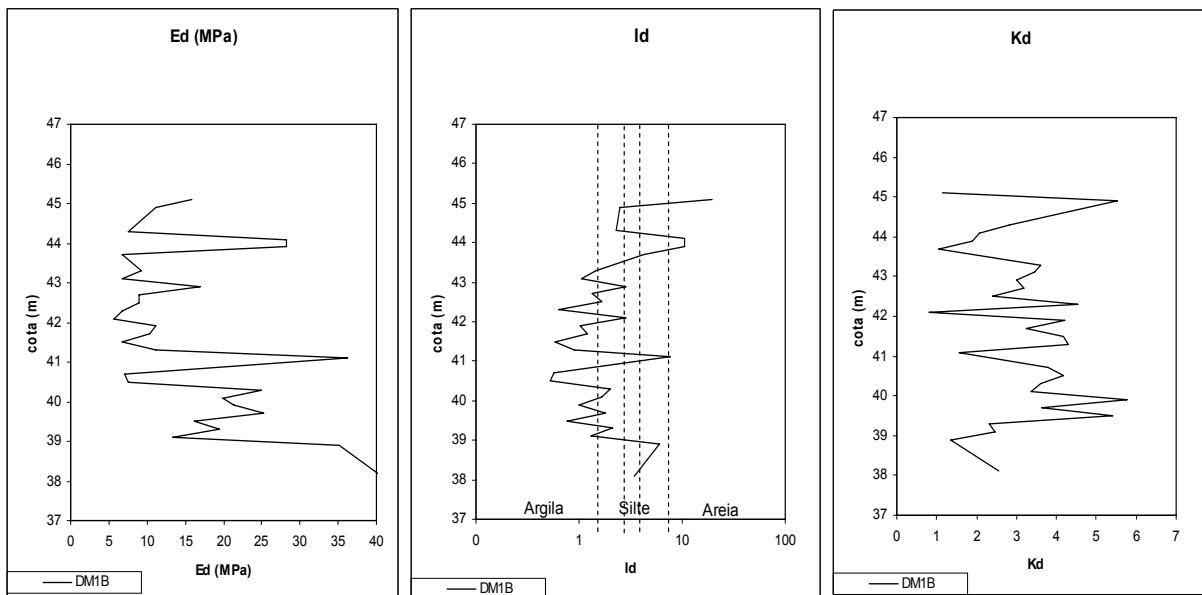


Figura 4.19 – Parâmetros intermediários do DMT-01 – (a) E_d ; (b) I_d e (c) K_d

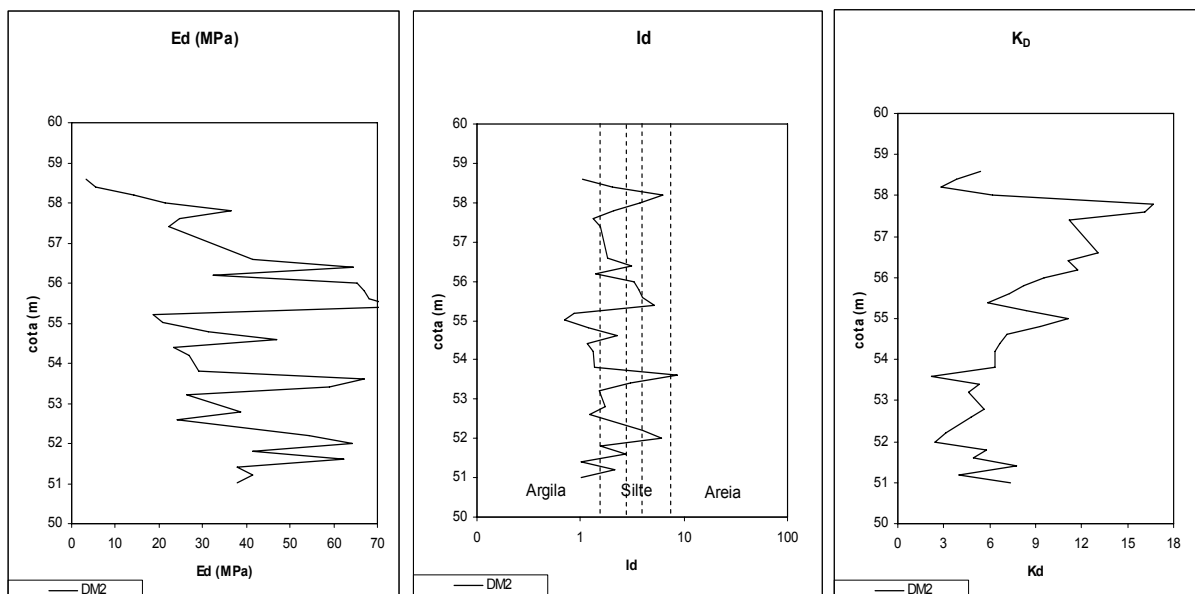


Figura 4.20 – Parâmetros intermediários do DMT-02 – (a) E_d ; (b) I_d e (c) K_d

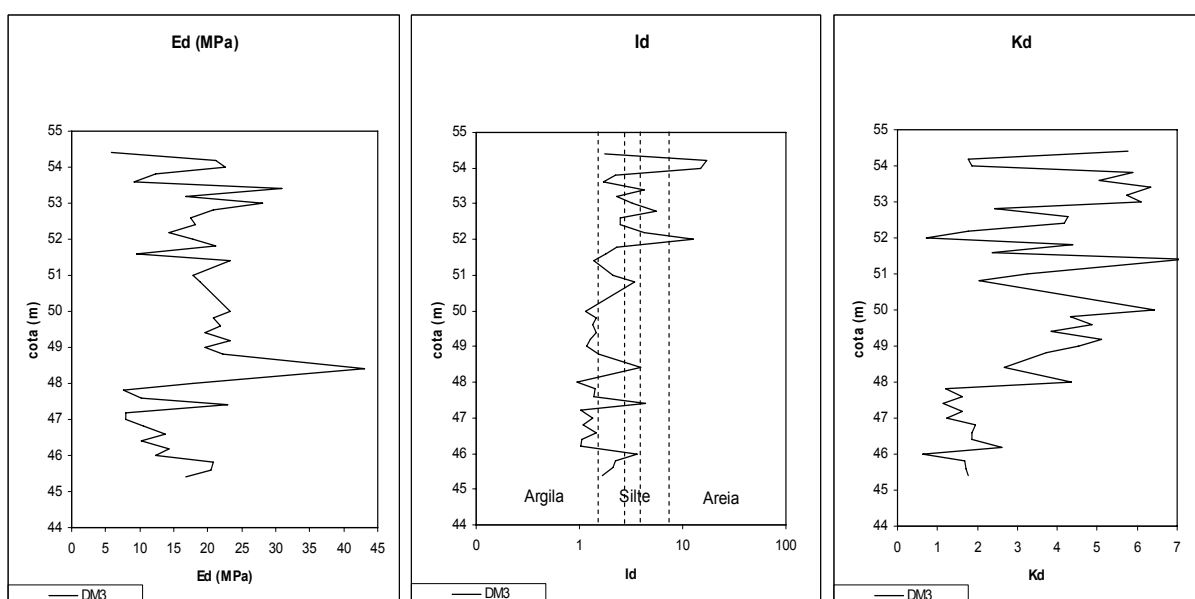


Figura 4.21 – Parâmetros intermediários do DMT-03 – (a) E_d ; (b) I_d e (c) K_d

4.1.4 - INVESTIGAÇÃO SÍSMICA

Os ensaios geofísicos são ferramentas úteis, principalmente, no desenvolvimento de anteprojetos de obras subterrâneas e possuem vantagens relativas à rapidez de execução, possibilidade de sondagem de uma área relativamente extensa, baixo custo, possibilidade de realização no local do projeto e não ser destrutivo. Com os

ensaios geofísicos é possível obter a geometria do maciço e, de forma indireta, avaliar os parâmetros geomecânicos e a composição litológica.



Figura 4.22 – Ruptura da membrana durante a cravação – DMT-01

No entanto, a grande desvantagem é a de não possibilitar amostragem, necessitando que seus resultados sejam confirmados por sondagens em etapas posteriores do projeto.

No caso do emprego desses métodos em escavações urbanas, Dourado (1995) ressalta limitações adicionais, como a presença de ruídos, o espaço limitado para as operações e as interferências devido a estruturas enterradas (tubulações, galerias, aterros, entre outros).

Ainda segundo Dourado (1995), os métodos de prospecção geofísica podem ser agrupados em sísmicos, elétricos (ou eletromagnéticos) e potenciais, sendo que, nas grandes obras, a prospecção sísmica de refração é o método que mais tem sido utilizado. O Geological Society Engineering Group Working Party (1988) limita a utilização de sísmica de refração, no caso de obras urbanas, a 50 m de profundidade, sendo que, abaixo desta profundidade, é recomendada a utilização da prospecção sísmica de reflexão.

O método sísmico de refração prioriza a geração, captação e identificação das ondas sísmicas refratadas em profundidade. Os vários estratos sísmicos são

caracterizados a partir dos valores de velocidade de propagação das ondas sísmicas (normalmente da onda de compressão). Já no método sísmico de reflexão, a seção sísmica resultante do ensaio apresenta-se em tempo de propagação das ondas refletidas, sendo convertida em profundidade durante uma das etapas do processamento. Ao contrário do método de refração, os estratos sísmicos não são individualizados e todo o material geológico que se sobrepõe à interface de maior interesse é tratado como um estrato único e com um valor médio de velocidade. A quantidade de energia necessária é mínima, e poderá ser produzida pelo impacto de uma marreta de 5 kg sobre uma placa metálica, não sendo necessários explosivos.

IPT (2000) apresentou o relatório técnico nº 46302, contendo o resultado das investigações geofísicas efetuadas no Metrô de Salvador, assim como dados técnicos referentes aos ensaios. Foram efetuadas sete linhas de investigação, conforme a Tab. 4.2.

Tabela 4.2 – Locais ensaiados com o método sísmico.

LINHA	LOCAL
AB	Rabicho (estacionamento)
CD	Colégio Central (Pátio e quadra de esportes)
EF	Av. Joana Angélica (Entre as Ruas Francisco Ferraro e José Duarte)
GH	Av. Joana Angélica (Entre a Rua José Duarte e o Banco HSBC)
IJ	Largo da Pólvora
KL	Av. Joana Angélica (Entre o largo da Pólvora e rua Santa Clara do Desterro)
MN	Rua Fonte das Pedras (Estádio da Fonte Nova)

Serão enfatizados os trechos AB e CD, pela proximidade do emboque Lapa (Fig. 4.23).

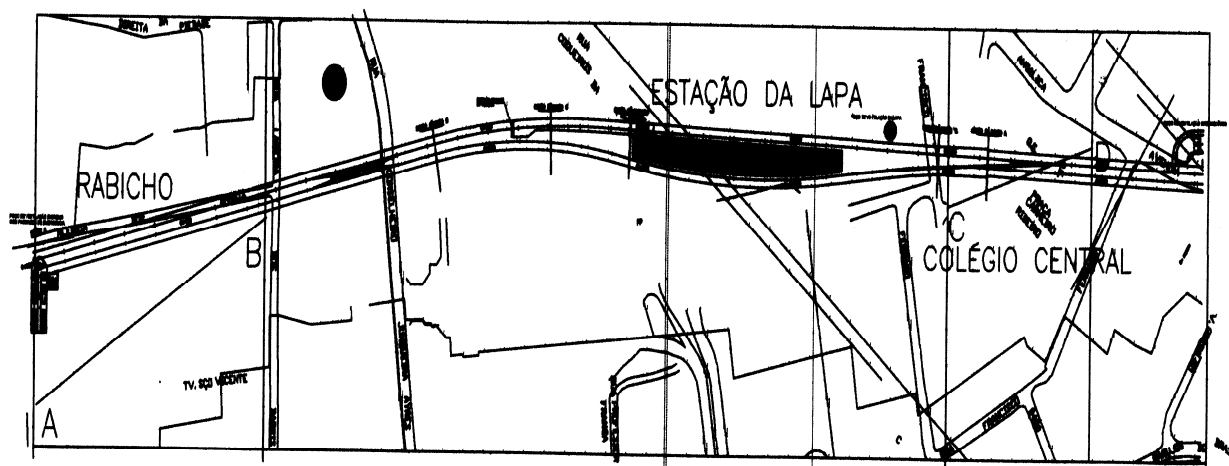


Figura 4.23 – Localização das linhas AB e CD de prospecção geofísica (modificado - IPT, 2000)

Escolheu-se para as linhas de investigação AB e CD, o método sísmico de reflexão, em função da não necessidade de utilização de explosivos para a fonte do sinal, o que é mais adequado para meios urbanos, cuja densidade populacional é muito elevada.

Nesse método, o intervalo investigado em profundidade é sempre inferior ao comprimento da linha na superfície, não permitindo a amostragem em suas porções iniciais e finais. Desta forma, o ideal seria a amostragem contínua, sobrepondo as linhas de investigação. Segundo IPT (2000), isso não foi possível devido à presença de obstáculos urbanos e à impossibilidade de suspensão do tráfego de algumas ruas, mesmo trabalhando na madrugada. Pelo mesmo motivo, as linhas não foram exatamente paralelas ao eixo da via projetada.

Os estudos tiveram como objetivo básico mapear a profundidade do topo rochoso, propiciando a elaboração de um plano de sondagens mistas mais real.

A Tab. 4.3 sintetiza os parâmetros de aquisição utilizados com o método sísmico de reflexão para os trechos do Rabicho (AB) e do Colégio Central (CD).

Tabela 4.3 – Parâmetros de aquisição no método sísmico de reflexão (modificado - IPT, 2000)

parâmetros	Área	Offset (m)	Espaçamento geofones (m)	Filtro corta-baixa (Hz)	Frequência geofone (Hz)	Razão amostragem (ms)	Varredura (ms)
Análise de ruído	Rabicho (AB)	1 25 49	1	3	100	0,5	200
	Central (CD)	1 25 49	1	50	30	0,5	200
Seção sísmica	Rabicho (AB)	26	2	3	100	0,5	200
	Central (CD)	26	2	50	30	0,5	200

A Tab. 4.4 ilustra, como exemplo, o modelo de velocidade e espessuras adotado no trecho do Colégio Central.

Tabela 4.4 – Exemplo de modelo adotado na geração do sismograma sintético - trecho do Colégio Central

Tipo litológico	modelo	
	Velocidade média (m/s)	Espaçamento (m)
Aterro/solo de alteração não saturado	550	20
Rocha sã	5000	-

Os resultados dos levantamentos efetuados foram apresentados em IPT (2000) em forma de figuras, seção e desenho. A Fig. 4.24 apresenta as seções sísmicas interpretadas em termos de profundidade do topo rochoso, enquanto a Fig. 4.25 demonstra as seções sísmicas em termo de reflexão.

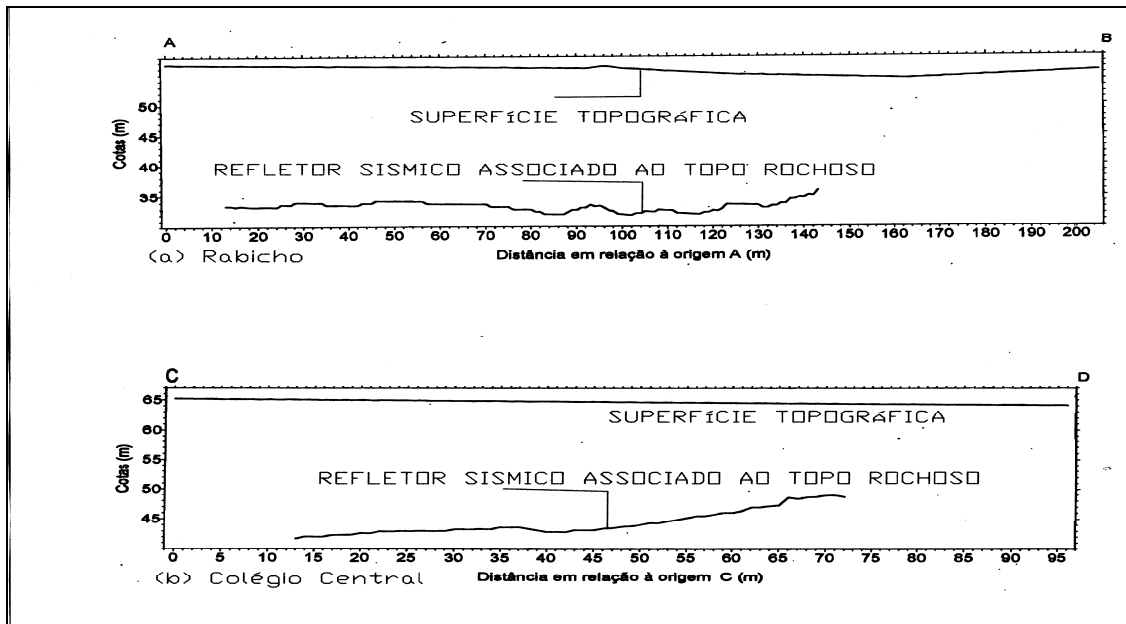


Figura 4.24 – Sísmica de reflexão. (a) Rabicho (AB) e (b) Colégio Central (CD) – (modificado - IPT, 2000)

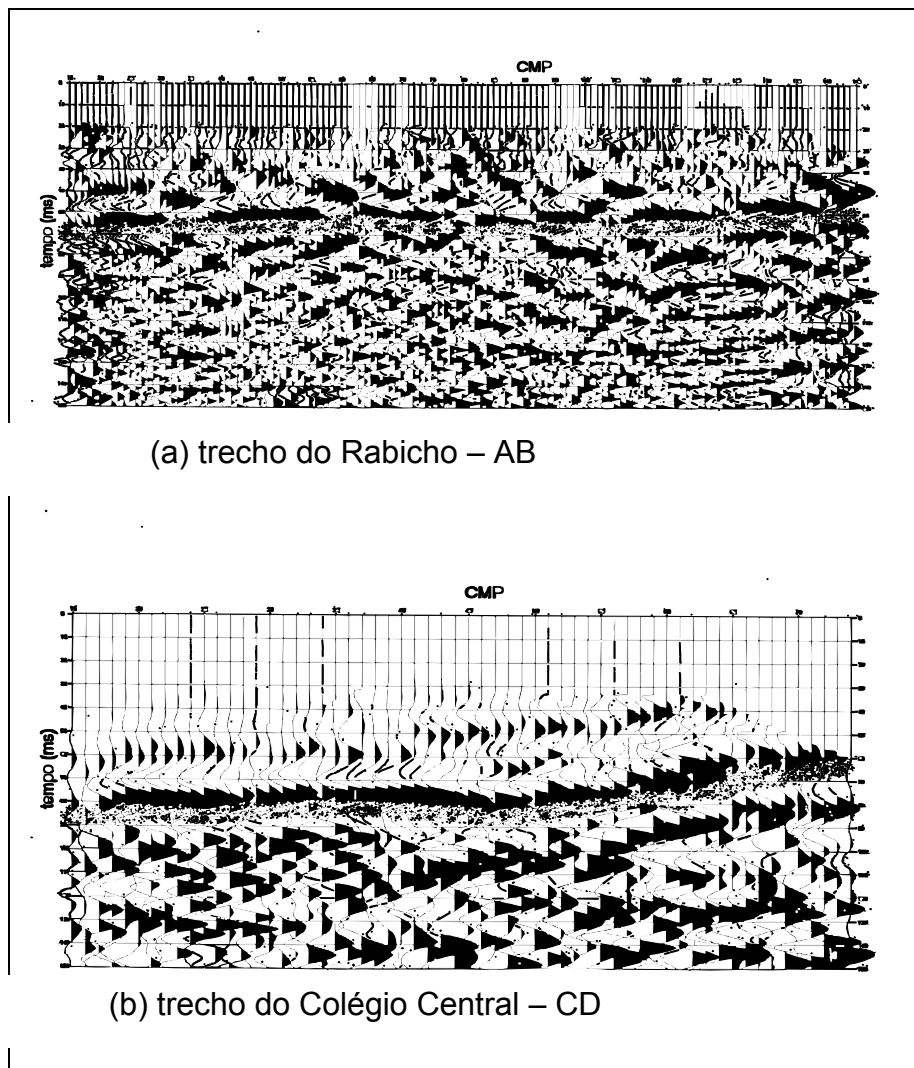


Figura 4.25 – Seção em tempo (modificado - IPT, 2000)

4.2 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

São aqui descritos os resultados obtidos em ensaios de laboratório em amostras deformadas e indeformadas, com objetivo de comparar seus valores com os ensaios experimentais de campo.

4.2.1 - CARACTERIZAÇÃO

Foram obtidos vinte blocos indeformados, a partir de dois poços escavados e do talude natural acima do emboque do túnel, em diversas profundidades (Tab. 4.5). Todas as coletas foram efetuadas nos meses de agosto a outubro de 2006, ou seja, durante a estação seca.

A Fig. 4.26 apresenta a localização dos pontos de retirada dos blocos indeformados no talude sobre o emboque e os poços 01 e 02.

Tabela 4.5 – Blocos indeformados

local	bloco	identificação	Cota (m)
talude	1	185	54,04
	2	186	46,73
	3	187	45,03
	4	188	48,65
	5	189	51,53
	6	260	45,83
	7	261	45,12
	8	138	45,06
	9	139	48,93
	10	140	50,66
	11	141	54,29
poço 01	1	252	44,18
	2	253	43,38
	3	254	41,88
	4	255	39,88
	5	256	38,38
poço 02	1	257	41,20
	2	258	39,40
	3	259A	38,40
	4	259	37,90

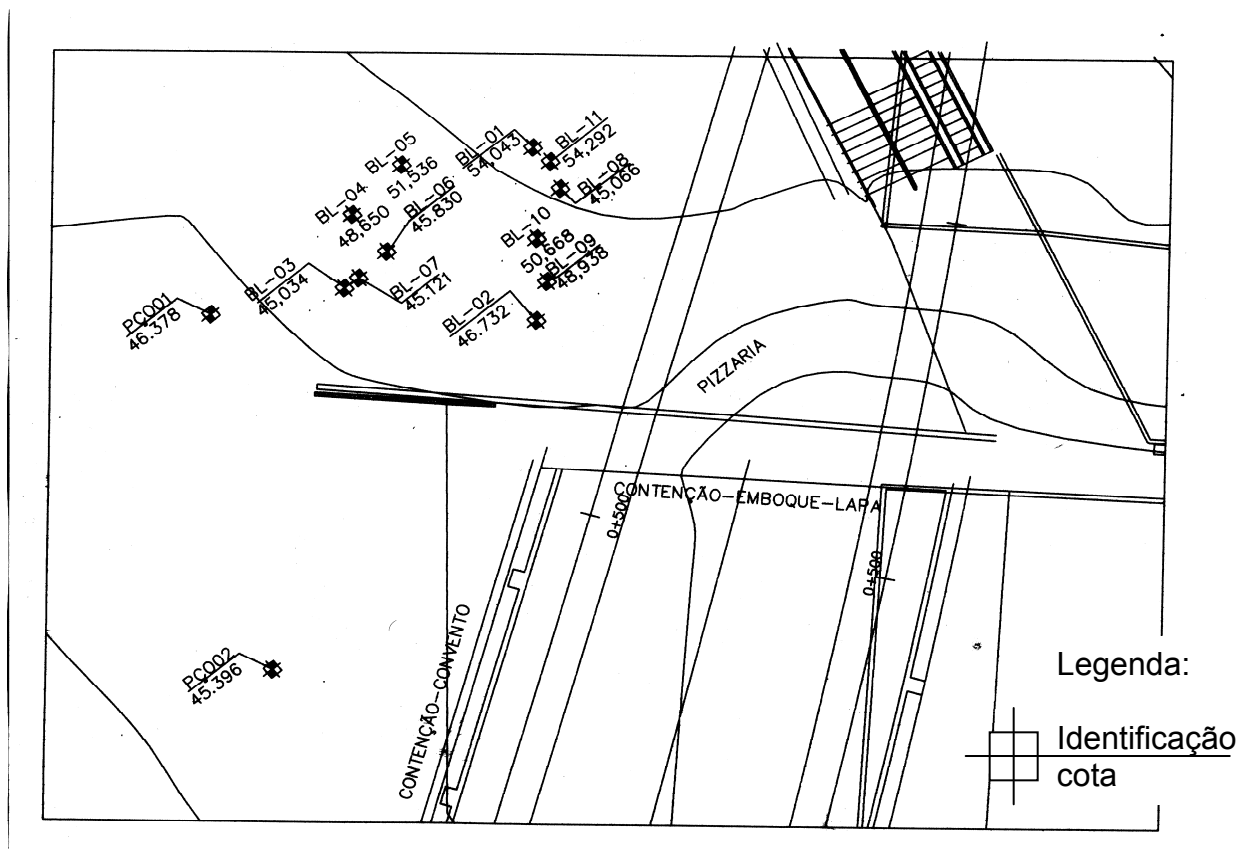


Figura 4.26 – Localização dos blocos indeformados no talude sobre o emboque e os poços 01 e 02

O poço 01 está localizado fora da área de influência das contenções. Foi executado na base do talude existente sobre o emboque do túnel, de forma a fornecer parâmetros geotécnicos que caracterizassem um perfil de intemperismo do solo até a meia altura do túnel. O primeiro bloco indeformado foi obtido após remoção de 2,2 m de camada de aterro não selecionado.

O poço 02 foi realizado a cerca de 10 m a montante da cortina de contenção do Convento da Lapa, com o objetivo de observar a influência dos deslocamentos desta sobre o valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Durante a execução da escavação do poço 02, foram interceptados dois tirantes da cortina (Fig. 4.27). O primeiro bloco indeformado foi obtido abaixo de 4,2 m, devido à grossa camada de aterro.



Figura 4.27 – Poço 02, intercessão com linha de tirante da cortina de contenção do Convento da Lapa.

Foram realizados ensaios de caracterização completa nos blocos, cujos resultados estão apresentados na Tab. 4.6. Ressalta-se a utilização de defloculante (hexametáfosfato de sódio) na efetivação dos ensaios de granulometria.

Na Fig. 4.28 são apresentados os perfis estratigráficos do solo e suas propriedades, tais como umidade, peso específico aparente seco e índice de vazios em função da profundidade. As amostras foram obtidas do talude acima do emboque e do poço 01, situado na base do talude. Os quatro pontos inferiores nos gráficos referem-se às amostras obtidas no poço 01.

Como pode ser observado, a redução do peso específico aparente seco é acompanhada da elevação do índice de vazios, o que pode ser explicado pela elevada cimentação dos grãos no solo mais maduro, adicionado à presença de canalículos ou pequenas fissuras reliquiares abertas no solo residual jovem. A presença destas fissuras foi relatada em Massad & Teixeira (1985) no solo saprolítico gnáissico na região de Curitiba, Paraná. Segundo os autores as microfissuras condicionaram uma série de cunhas de deslizamento localizadas.

Existe uma tendência à elevação da umidade com a profundidade. Esse fato se deve ao início do período seco em que foram obtidas as amostras. A elevada permeabilidade favorece a infiltração da água e a rápida elevação da umidade nas camadas de solo mais profundas em um período curto de tempo.

Tabela 4.6 – Resultado de ensaios de caracterização nos blocos indeformados.

Bloco Ident.	Análise Granulométrica (%) – ABNT				Limites de Consistência (%)			w (%)	e (%)	$\gamma_{nat.}$ (kN/m ³)	S (%)	SUCS
	Pedr.	Areia	Silte	Argila	w _L	w _P	I _P					
185	6	40	12	42	43	27	16	19,9	1,00	16,65	55,5	ML
186	0	12	54	34	73	46	27	37,5	1,12	17,12	90,1	MH
187	2	34	39	25	62	38	24	30,9	1,12	17,18	78,3	MH
188	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
189	1	25	36	38	68	45	23	30,5	1,05	17,27	80,3	MH
260	0	42	30	28	93	52	41	39,7	1,13	16,73	85,3	MH
261	0	41	34	25	68	41	27	32,3	1,01	17,13	85,0	MH
138	4	22	35	39	104	61	53	43,6	1,66	15,75	78,2	MH
139	0	30	40	30	63	38	25	30,2	0,99	17,47	83,1	MH
140	5	25	30	40	81	47	34	28,7	1,06	17,00	75,1	MH
141	0	14	53	33	69	46	23	30,1	1,16	17,53	77,0	MH
252	3	31	26	40	64	38	26	31,9	1,12	16,87	78,9	MH
253	2	19	44	35	72	45	27	30,7	1,24	16,21	69,9	MH
254	1	26	44	29	65	43	22	37,9	1,19	16,40	87,2	MH
255	0	24	49	27	58	37	21	43,3	1,39	16,36	86,7	MH
256	0	18	55	27	65	44	21	50,5	1,56	16,02	63,3	MH
257	10	56	13	21	42	26	16	25,2	1,19	15,44	60,3	SM
258	17	50	6	27	50	28	22	**	**	**	**	SC
259A	**	**	**	**	46	29	17	28,7	1,12	16,46	70,9	ML
259	12	32	26	30	48	30	18	**	**	**	**	ML

** Ensaios não realizados

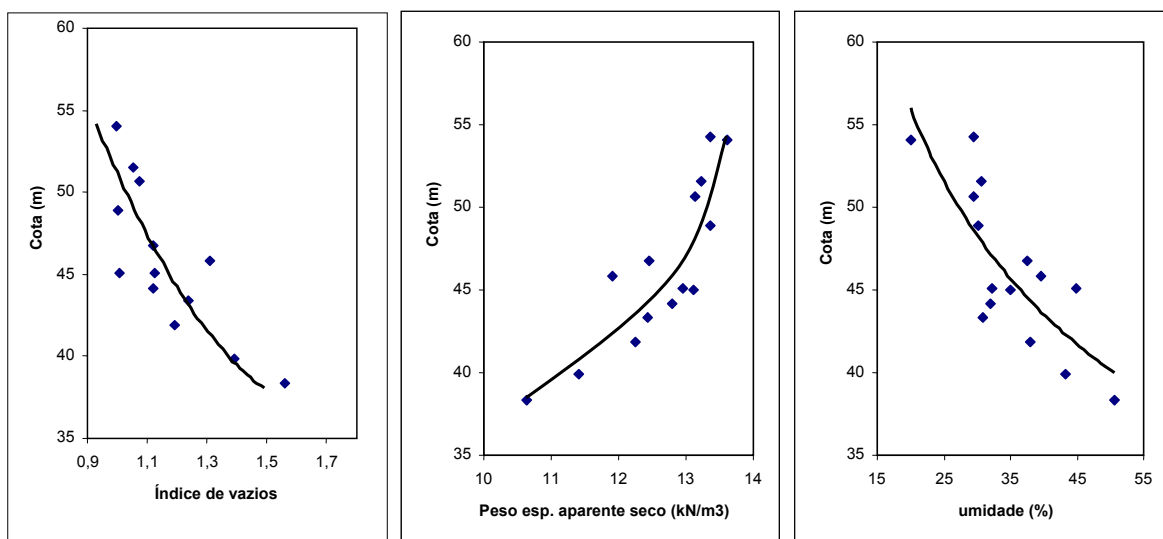
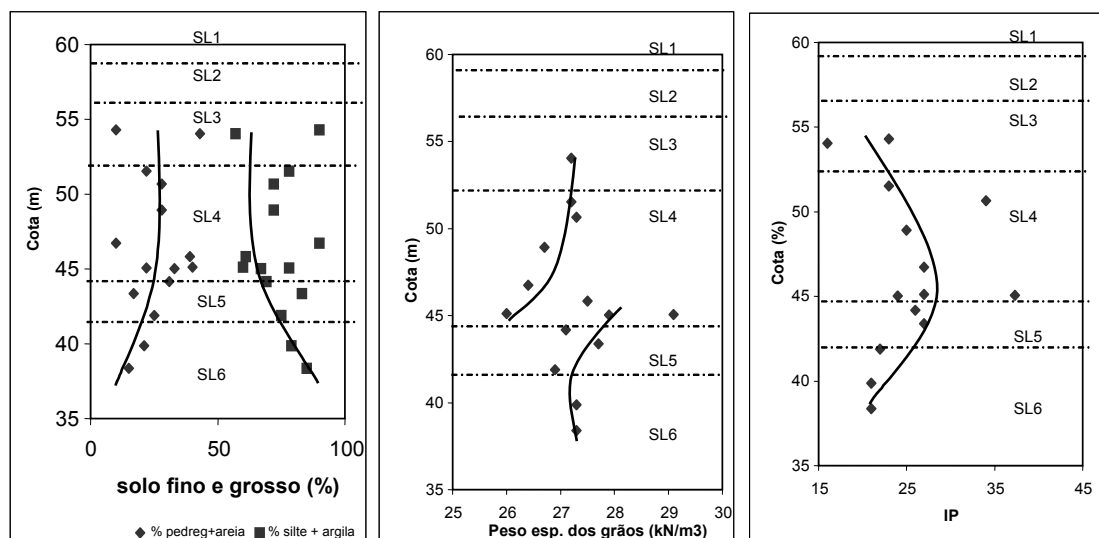


Figura 4.28 – Perfis: Índice de vazios, peso aparente seco e umidade com a profundidade – talude e poço 01

O processo de alteração origina diferentes formas de agregação das partículas do solo. Nas suas camadas mais profundas (residual jovem), a ação de óxidos de ferro, alumínio e manganês, por exemplo, produz aglomerações formadas por argilominerais. Essas formações dificultam as interpretações, quando são utilizados ensaios tradicionais, como o ensaio granulométrico e os limites de Atterberg. Desta forma, a utilização, ou não, ou, até mesmo, a concentração do defloculante pode alterar significativamente os resultados obtidos. A parcela argilosa formada por micro-agregados argilominerais promove um aspecto granular que confere elevado índice de vazios e baixo peso específico, conforme mostra a mesma Fig. 4.28.

Como a permeabilidade é diretamente proporcional ao índice de vazios, é de se esperar que esta aumente com a profundidade. Em adição, o teto do túnel está implantado no contato RAM/RAD (rocha alterada mole e rocha alterada dura) e a rocha, justamente no trecho de maior permeabilidade, justificando a dificuldade de controle do fluxo de água nas laterais da abertura no emboque.

A Fig. 4.29 apresenta o perfil de distribuição dos percentuais entre as partes fina e grossa do solo, o peso específico dos sólidos e o índice de plasticidade.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.29 - Perfis: distribuição dos percentuais entre as partes fina e grossa do solo, o peso específico dos sólidos e o índice de plasticidade com a profundidade – talude e poço 01

A elevada percentagem de finos do solo (frações argila e silte) indica alto grau de intemperização do material. A percentagem de finos varia ao longo de um valor médio de 75%, aproximadamente. Já o valor do peso específico dos grãos varia em torno do valor de $27,2 \text{ kN/m}^3$, o que é coerente com a mineralogia do solo, onde é, principalmente, observada a presença de grãos de quartzo. Para o índice de plasticidade é observado um pequeno aumento no valor para o solo maduro e uma progressiva redução para solo residual mais jovem.

No Apêndice B são encontrados os resultados de ensaios de caracterização realizados nos blocos indeformados.

4.2.2 - TRIAXIAL CD – COMPRESSÃO AXIAL

Com relação aos ensaios especiais, foram realizados triaxiais CD (Fig. 4.30), com trajetória de compressão axial, em amostras na umidade natural, adensados a 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa (Tab. 4.7). A escolha do ensaio CD na umidade natural deve-se à elevada profundidade em que se encontra o nível do lençol freático, não interferindo nos parâmetros de ensaio.



Figura 4.30 – Ensaio triaxial CD

Tabela 4.7 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento (pico)

Bloco Ident.	Material	Ensaio	Condição	Parâmetros de Resistência Efetivos	
				Ângulo de Atrito - ϕ' (°)	Coesão - C' (kPa)
185	Argila arenosa	Triaxial CD	Natural	37	34
186	Silte argiloso	Triaxial CD	Natural	26	67
187	Areia siltosa	Triaxial CD	Natural	29	74
188	**	**	**	**	**
189	Argila siltosa	Triaxial CD	Natural	25	56
260	Areia siltosa	Triaxial CD	Natural	26	84
261	Areia siltosa	Triaxial CD	Natural	31	65
138	Argila siltosa	Triaxial CD	Natural	29	64
139	Silte arenoso	Triaxial CD	Natural	32	44
140	Argila siltosa	Triaxial CD	Natural	38	44
141	Silte argiloso	Triaxial CD	Natural	28	84
252	Argila arenosa	Triaxial CD	Natural	30	34
253	Silte argiloso	Triaxial CD	Natural	27	34
254	Silte argiloso	Triaxial CD	Natural	26	49
255	Silte argiloso	Triaxial CD	Natural	24	45
256	Silte argiloso	Triaxial CD	Natural	20	47
257	Areia argilosa	Triaxial CD	Natural	25	17
258	Areia argilosa	**	**	**	**
259A	**	Triaxial CD	Natural	21	32
259	Areia argilosa	**	**	**	**

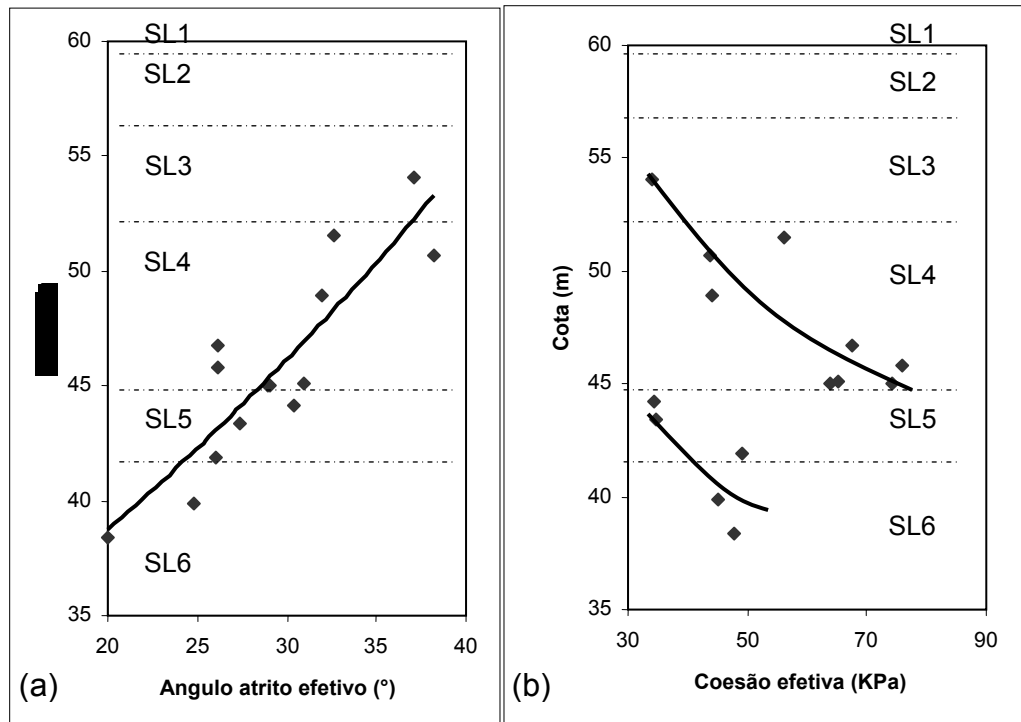
** Ensaios não realizados

Na Fig. 4.31 são apresentadas as distribuições dos parâmetros de resistência efetivos com a profundidade.

Como se vê na Fig. 4.31, existe uma elevação do ângulo de atrito efetivo para as camadas mais superficiais. O que é razoável, considerando que o índice de vazios reduz-se para essas camadas (solo residual maduro).

No entanto, a coesão efetiva variou em torno de um valor médio de, aproximadamente, 50 kPa. Para a camada de solo saprolítico, o valor da coesão elevou-se significativamente, o que é justificado pela maior presença de solos finos. Ressalta-se a dificuldade de moldagem de corpos de prova para o solo residual

jovem. Apesar da utilização de corpos de provas com diâmetros de 5 cm, fragmentos de rocha são evitados na moldagem, o que pode reduzir a representatividade do ensaio para camadas de solo mais profundas.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.31 – Distribuição do ângulo de atrito e coesão efetivos com a profundidade (a) ângulo de atrito efetivo e (b) coesão efetiva

Quanto ao comportamento tensão-deformação, a Tab. 4.8 indica à tendência a ductibilidade ou fragilidade das amostras cisalhadas a diversos níveis de tensões. Para observação do comportamento tensão-deformação pós-pico, as amostras foram cisalhadas em equipamento triaxial (ensaio CDnat), com deformações mínimas limitadas a 20% da altura do corpo de prova.

Tabela 4.8 – Comportamento tensão-deformação das amostras cisalhadas

amostra	cota (m)	tensões de confinamento (kPa)		
		50	100	200
141	54,29	frágil	frágil	Dúctil
185	54,04	dúctil	dúctil	Dúctil
189	51,53	frágil	frágil	Frágil
140	50,66	frágil	frágil	dúctil
139	48,93	frágil	dúctil	dúctil
186	46,73	frágil	frágil	frágil
260	45,83	frágil	frágil	frágil
261	45,12	frágil	frágil	frágil
138	45,06	frágil	dúctil	dúctil
187	45,03	frágil	dúctil	dúctil
252	44,18	frágil	dúctil	dúctil
253	43,38	frágil	frágil	dúctil
254	41,88	frágil	frágil	frágil
255	39,88	frágil	frágil	frágil
256	38,38	frágil	frágil	frágil

Para a quase totalidade dos corpos de provas cisalhados na tensão confinante de 50 kPa, observa-se claramente comportamento frágil, com queda de tensão pós-pico. O mesmo comportamento frágil é observado em dois terços das amostras para a tensão de confinamento de 100 kPa, e pouco menos da metade das amostras ensaiadas para tensão de 200 kPa. Assinala-se que os ensaios foram executados na umidade natural e que esta variou expressivamente ao longo da profundidade. Campos (1989) fez referência a vários trabalhos realizados em solos residuais do gnaiss, no estado do Rio de Janeiro. A fragilidade pós-pico para baixas tensões e a ductibilidade para tensões elevadas foram observadas em ensaios em amostras a diversas profundidades. Segundo o autor, esta tendência, no caso de solos saprolíticos, não parece ser diretamente associada à ocorrência da dilatação que normalmente ocorre com as areias densas ou solos argilosos sobreadensados.

Tal observação do autor sugere a existência de algum tipo de cimentação. Para tensões mais elevadas, estas cimentações seriam destruídas, ocorrendo, possivelmente, algum colapso da estrutura. Ensaios realizados em solos similares na cidade de Salvador, pelo Laboratório de Geotecnia da UFBA, confirmaram a possibilidade de colapso da estrutura.

O comportamento frágil para baixas tensões, com quedas abruptas de resistência, aliado a efeitos de intemperismo diferencial, sugerem, para o caso de emboques rasos em solos residuais do granulito, o mecanismo de ruína súbita.

4.2.3 - TRIAXIAL CD – TRAJETÓRIAS: $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$

Também foram executados ensaios triaxiais CD, com trajetórias $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$ e condição de adensamento $\sigma_3 = K_0.\sigma_1$ (Fig. 4.32). Como objetivo de simular a trajetória de tensões durante a escavação para abertura do túnel. Considerando que a trajetória de tensões não altera significativamente os parâmetros de resistência (Lambe & Whitman, 1969), a finalidade deste ensaio foi, exclusivamente, a obtenção do valor do módulo de deformabilidade (E_{50}) (Tab. 4.9).



Figura 4.32 - Ensaio triaxial com trajetórias: $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$ e condição de adensamento $\sigma_3 = K_0.\sigma_1$.

Os resultados de ensaios realizados em triaxial com trajetória controlada estão no Apêndice C.

Tabela 4.9 – Módulo de deformabilidade obtido em ensaio triaxial com trajetórias:
 $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$ com condição de adensamento $\sigma_3 = K_0.\sigma_1$.

Bloco Ident.	Material	Trajetoária	Condição	Módulo deformabilidade (E_{50} – MPa)
185	**	**	**	**
186	Silte argiloso	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	24,4
187	**	**	**	**
188	**	**	**	**
189	Argila siltosa	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	8,9
260	Areia siltosa	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	37,2
261	Areia siltosa	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	29,9
138	Argila siltosa	$\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$	Natural	38,7
139	Silte arenoso	$\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$	Natural	24,6
140	Argila siltosa	$\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$	Natural	20,1
141	Silte argiloso	$\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$	Natural	7,8
252	Argila arenosa	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	6,7
253	Silte argiloso	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	16,7
254	Silte argiloso	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	16,1
255	Silte argiloso	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	22,2
256	Silte argiloso	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	18,8
257	Areia argilosa	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	5,1
258	Areia argilosa	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	8,2
259A	**	**	**	**
259	Areia argilosa	$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$	Natural	7,0

** Ensaios não realizados

4.3 - ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS A PARTIR DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Para as simulações numéricas é necessária a determinação de parâmetros geotécnicos das diversas camadas do solo. Visando a obtenção destes parâmetros representativos, são apresentados e analisados dados de ensaios de campo e laboratório em amostras indeformadas coletadas no talude acima do teto do túnel e no poço 01.

De forma que os ensaios de campo pudessem ser analisados e comparados nas mesmas profundidades, foram adotados valores médios de CPT e DMT correspondentes a cada metro. Já para os ensaios de SPT, tomou-se como base

seu valor final (entre A+15 cm e A+45 cm). É óbvio que tal critério está sujeito a alguma dispersão nos resultados.

4.3.1 - ESTRATOS DE SOLOS E PROFUNDIDADE DO TOPO ROCHOSO

O topo rochoso foi obtido, inicialmente, com base no ensaio sísmico de reflexão, e confirmado por sondagens mistas (SM) e rotativas (SR).

Com auxílio do ensaio sísmico e das sondagens, foram confeccionadas as seções geológico-geotécnicas do Rabicho (entre as estacas 0+0,00 e 0+160,00 m) e do Colégio Central (entre as estacas 0+580,00 m e 0+700,00 m), mostradas na Fig. 4.33.

Para a seção do Rabicho foram lançadas as sondagens mistas SM-27, SM-11 e SM-28, e para a seção do Colégio Central, as sondagens mistas SM-17, SM-03, SM-04 e SM-07.

Como pode ser observado, para o Colégio Central houve uma boa concordância entre o topo rochoso assinalado entre as sondagens sísmicas e mecânicas. No entanto, isso não ocorreu com relação ao trecho do Rabicho, cuja sondagem sísmica apontou o topo rochoso sensivelmente abaixo do indicado pelas sondagens mecânicas.

Para tentar explicar a diferença do topo rochoso no trecho do Rabicho, alguns fatos devem ser assinalados:

- Por dificuldades operacionais ligadas ao ambiente urbano, a linha A-B ensaiada (vide Fig. 4.33) não está localizada no eixo do túnel. Dessa forma, o refletor sísmico associado ao topo rochoso foi projetado;
- Solos residuais não apresentam topo rochoso horizontalizado e nem homogêneo, devido às diferenças na intensidade do processo de intemperização;
- Também devido à variação da intensidade do processo de intemperismo, em se tratando de solos residuais do granulito, a zona de transição rocha-solo não é muito clara; presenças de blocos, fraturas estriadas e matacões podem dificultar a análise sísmica.

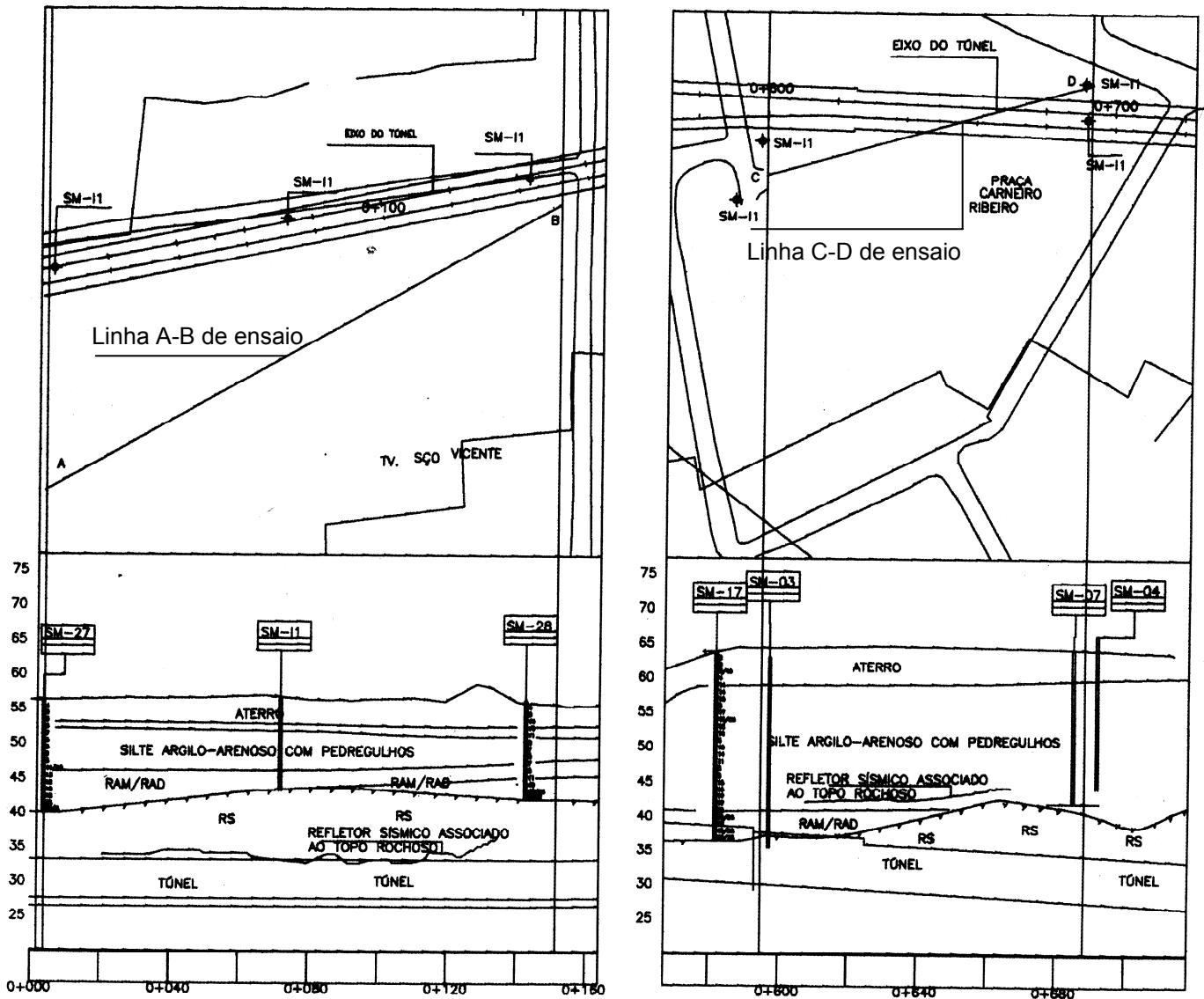


Figura 4.33 – Seções geológico-geotécnicas segundo ensaio sísmico e sondagens (a) Rabicho e (b) Colégio Central (modificado - IPT, 2000).

Com base nos resultados de análise tátil-visual em sondagens de simples reconhecimento, CPT (Eslami & Fellenius, 1997, citado em Mota et al., 2002), DMT (Marchetti, 1980) e ensaios granulométricos de laboratório – norma NBR 7181/84 (ABNT, 1984) - foi efetuada a classificação granulométrica das camadas de solo (Tabs. 4.10 e 4.11).

Tabela 4.10 – Classificação granulométrica do solo com base: CPT-02, SPETS01 e DMT-03 e ensaio granulométrico de laboratório

Classificação do Solos				
Prof.(m)	laboratório granulometria	CPT 02- Eslami & Fellenius (1997)	SPets-01 - Táctil visual	DMT 03- Marchetti, 1980
1	Argila arenosa	Argila siltosa	Silte argiloso (aterro)	**
2	Silte argiloso	Silte arenoso		Silte arenoso
3	**	Silte arenoso/argila siltosa	Silte arenoso c/ pedregulho	Silte arenoso
4	Argila siltosa			Silte
5	Argila siltosa	Silte arenoso		Silte arenoso
6	Silte arenoso			Silte
7	**	Silte arenoso/silte argiloso		Silte
8	**			Silte
9	Silte argiloso		Silte argiloso c/ pedregulho (alteração de rocha)	Silte argiloso
10	Argila siltosa			Silte argiloso
11	Silte arenoso		Silte arenoso c/ pedregulho	Silte
12			RAM/RAD	
13	Argila arenosa		Impenetrável	

**Ensaio não realizados

Tabela 4.11 – Classificação granulométrica do solo com base: CPT-03, SPETS02 e DMT-02

Classificação do Solos				
Prof. (m)	laboratório granulometria	CPT 03- Eslami & Fellenius (1997)	SPets-02 - Táctil visual	DMT 02 - Marchetti, 1980
1	**	Argila/argila siltosa	Silte argiloso (aterro)	**
2	**			Areia siltosa
3	**	Argila	Silte arenoso c/ pedregulho	Silte arenoso
4	**			Areia siltosa
5	**	Argila/silte argiloso		
6	**	Silte arenoso/argila siltosa	Silte argiloso c/ pedregulho	Site arenoso
7	**			
8	**	Silte arenoso		Areia siltosa
9	**			Silte arenoso
10	**		Silte arenoso c/ pedregulho (alteração de rocha)	
11	**			
12	**			
13	**			
14	**			
15	**			
16	**			
17	**		RAM/RAD	
18	**			
19	**			
20			Impenetrável	

**Ensaio não realizados

Algumas limitações na utilização destes métodos, que podem alterar significativamente os resultados, devem ser ressaltadas:

- No caso do ensaio granulométrico de laboratório, como já assinalado, a utilização de defloculante (hexametáfosfato de sódio);

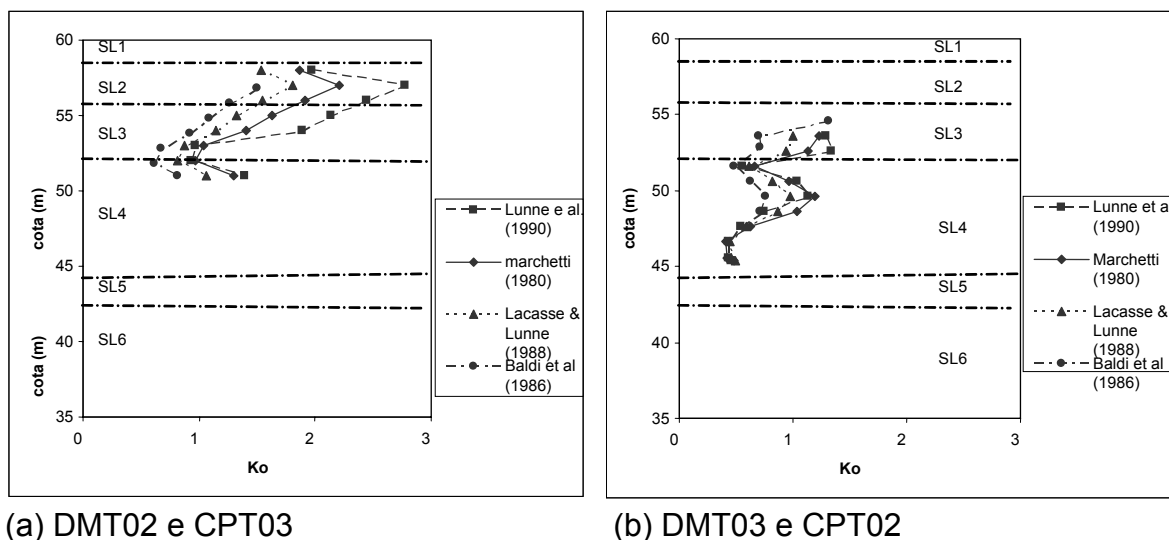
- No caso do ensaio DMT, o ressecamento do solo, e, conseqüentemente, a maior variação da sucção, particularmente das camadas superficiais (Mota et al., 2002);
- Ainda no caso do DMT, o I_d é um parâmetro que reflete o comportamento mecânico do solo, não fornecendo a composição granulométrica detalhada do solo (Marchetti, 1980). Em adição, os sistemas de classificação propostos, com base no DMT, têm como referência trabalhos realizados em solos sedimentares, porém, ainda existem poucos dados que confirmem ou não sua eficácia em se tratando de solos residuais saprolíticos;
- No caso da sondagem de simples reconhecimento, a utilização da análise táctil-visual está muito associada à habilidade e à experiência do analista, principalmente para os solos de transição e/ou mistos.

Devido às limitações apontadas, é inevitável que algumas imprecisões ocorram na identificação do tipo de solo. No entanto, a classificação para as camadas de solo mais profundas, onde provavelmente o efeito de ressecamento não é tão marcante, foi muito próxima se comparados os resultados obtidos nos ensaios de campo (DMT, CPT e SP) aos resultados obtidos em laboratório.

4.3.2 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_o)

Obteve-se o perfil de K_o por meio de ensaios CPT e DMT, ao longo da profundidade.

Para o ensaio dilatométrico foi utilizada a média dos resultados a cada metro de ensaio, com base nas proposições de Marchetti (1980), Lunne et al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992) e Lacasse & Lunne (1988), para o DMT-02 e DMT-03. (Fig. 4.34). Na Fig. 4.34 também está assinalado o resultado obtido com proposição de Baldi et al. em 1986, citado em Schnaid (2000). Segundo Baldi et al. (1986), o valor de K_o pode ser obtido a partir da correlação entre resultados de K_d em ensaio DMT e Q_C obtidos no ensaio CPT. Para os valores de Q_C foi utilizada também a média a cada metro do ensaio CPT, sendo então correlacionados com os parâmetros do DMT à mesma profundidade.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.34 – Distribuição dos valores de K_o em função do perfil de solo – ensaios DMT e CPT

Algumas considerações deverão ser efetuadas:

- A expressão proposta por Marchetti (1980) foi desenvolvida para argilas não cimentadas e, neste sentido, não deve ser utilizada para materiais sujeitos a envelhecimento, sobreadensamento ou cimentação (Lacasse & Lunne, 1983; Campanella & Robertson, 1988; Powell & Uglow em 1988, citado em Schnaid, 2000). Jamiolkowski et al. (1988) restringe o uso a depósitos cujo valor de I_d seja inferior a 1,2. No caso, os valores de I_d sempre estiveram acima deste valor;
- No caso da expressão proposta por Lunne et al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992), foi considerado depósito antigo cuja relação S_u/σ'_{vo} fosse inferior ao valor de 0,8;
- Já para a expressão proposta por Lacasse & Lunne (1988), foi adotado o valor de $m=0,64$, considerando argilas de baixa plasticidade;
- Os ensaios foram realizados apenas com a lâmina do dilatômetro na direção paralela à contenção do Convento da Lapa, embora com uma distância que garantisse a sua não influência nos parâmetros geotécnicos. Segundo Passos et al. (2002), no caso do solo intemperizado de Brasília, a variação do valor de K_o

pode chegar a 30%, considerando direções perpendiculares de ensaios, conforme já assinalado.

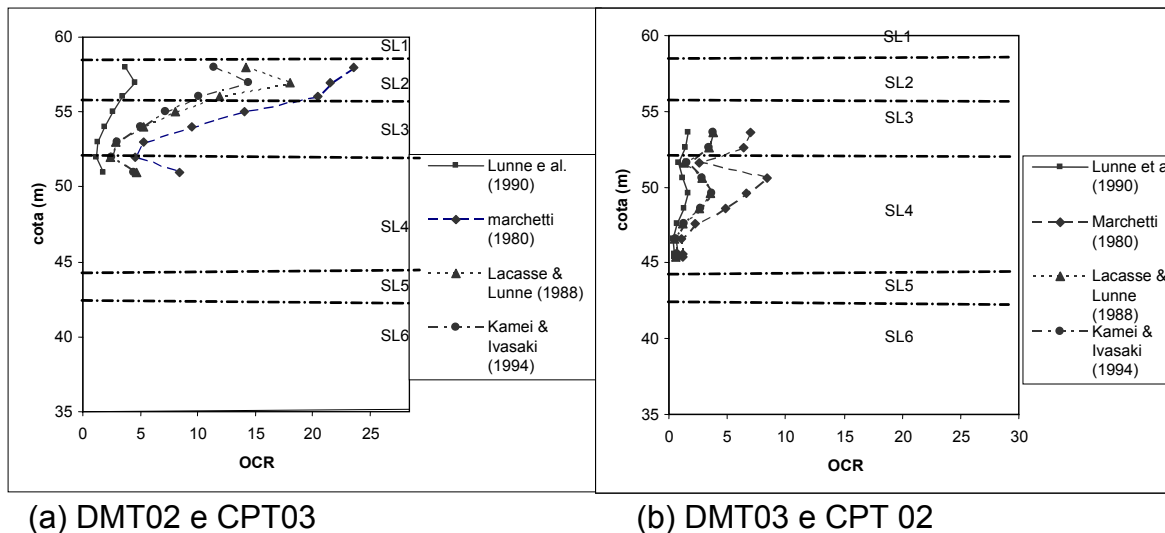
Apesar de todas as restrições assinaladas anteriormente, os resultados obtidos em todas as proposições apresentaram valores semelhantes e o mesmo comportamento de redução do valor de K_0 com a profundidade, tal como ressaltado por Wroth (1972). Segundo este autor, a redução do valor de K_0 com a profundidade seria resultado da erosão das camadas mais superficiais, que elevariam o coeficiente de sobreadensamento (OCR) destas camadas. No entanto, para camadas menos intemperizadas, a história de tensões da rocha mãe ainda influencia o valor de K_0 , de tal forma que seria natural uma pequena elevação no valor de K_0 , conforme observado na Fig. 4.34.

4.3.3 - COEFICIENTE DE SOBREADENSAMENTO (OCR)

Segundo Marchetti (1980), o valor de K_d obtido no DMT é um forte indicativo da história de tensões no solo. Desta forma, K_d entre 1,8 e 2,3 indicariam a presença de solos normalmente adensados. Valores de K_d superiores a 2,3, indicariam depósitos envelhecidos ou cimentados. Nos dois ensaios DMT executados sobre o emboque do túnel, os valores de K_d estiveram acima de 2,3, apontando para depósitos envelhecidos ou cimentados. A exceção é para as cotas inferiores a 47 m, em que os valores se apresentaram abaixo de 1,8. Para a obtenção do valor de OCR foram utilizadas as proposições de Marchetti (1980), Marchetti & Crapps (1981), Lacasse & Lunne (1988), Lunne et. al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992) e Kamei & Iwasaki em 1994, citado em Mota (2003) (Fig. 4.35).

Algumas considerações devem ser efetuadas:

- A expressão proposta por Marchetti (1980) foi desenvolvida para argilas não cimentadas com base na comparação com ensaios oedométricos;
- No caso da expressão proposta por Lunne et al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992), foi considerado depósito antigo cuja relação Su/σ'_{vo} fosse inferior ao valor de 0,8;
- Já para a expressão proposta por Lacasse & Lunne (1988) foi adotado o valor de $m=1,67$, considerando argilas de baixa plasticidade.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.35 – Distribuição dos valores de OCR em função do perfil de solo – ensaios DMT e CPT

Os resultados obtidos com as várias proposições mostraram comportamentos semelhantes, embora a proposição de Lunne et al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992), tenha fornecido valores excessivamente baixos para os estratos de solos mais maduros. Novamente foi confirmada a redução do OCR com a profundidade, que se deve ao processo erosivo que provoca alívios de tensões, elevando a razão de sobreadensamento para as camadas de solo mais superficiais.

4.3.4 - MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (E_{50})

Enquanto os parâmetros de resistência são pouco afetados pela trajetória de tensões, o mesmo não acontece com o módulo de deformabilidade. A Fig. 4.36 mostra o módulo de deformabilidade (E_{50}) obtido por meio de ensaios de triaxiais com trajetórias $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$, adensados a $\sigma_3 = K_0.\sigma_1$ e o triaxial de compressão axial CD para o mesmo nível de tensões finais. Podem ser observadas diferenças consideráveis de valores para o parâmetro E_{50} obtidos em ensaios com as diversas trajetórias de tensões, principalmente considerando amostras obtidas em maiores profundidades. É claro que a adoção de parâmetros E_{50} não reais interfere, sensivelmente, na análise de deformações provocadas pela abertura de um túnel. A

utilização de dados obtidos em ensaios triaxiais de compressão axial superestima as deformações no solo.

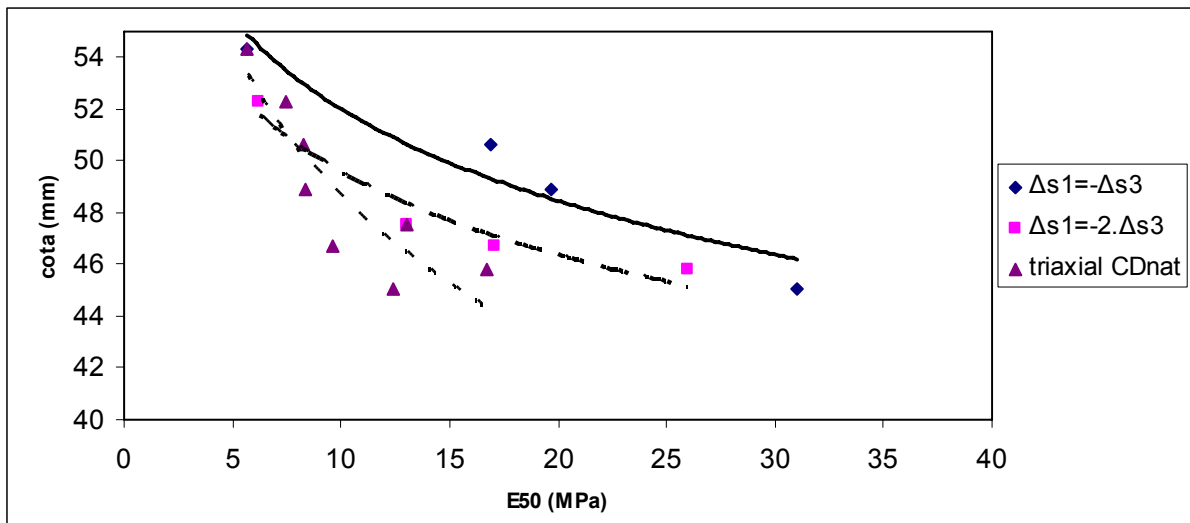
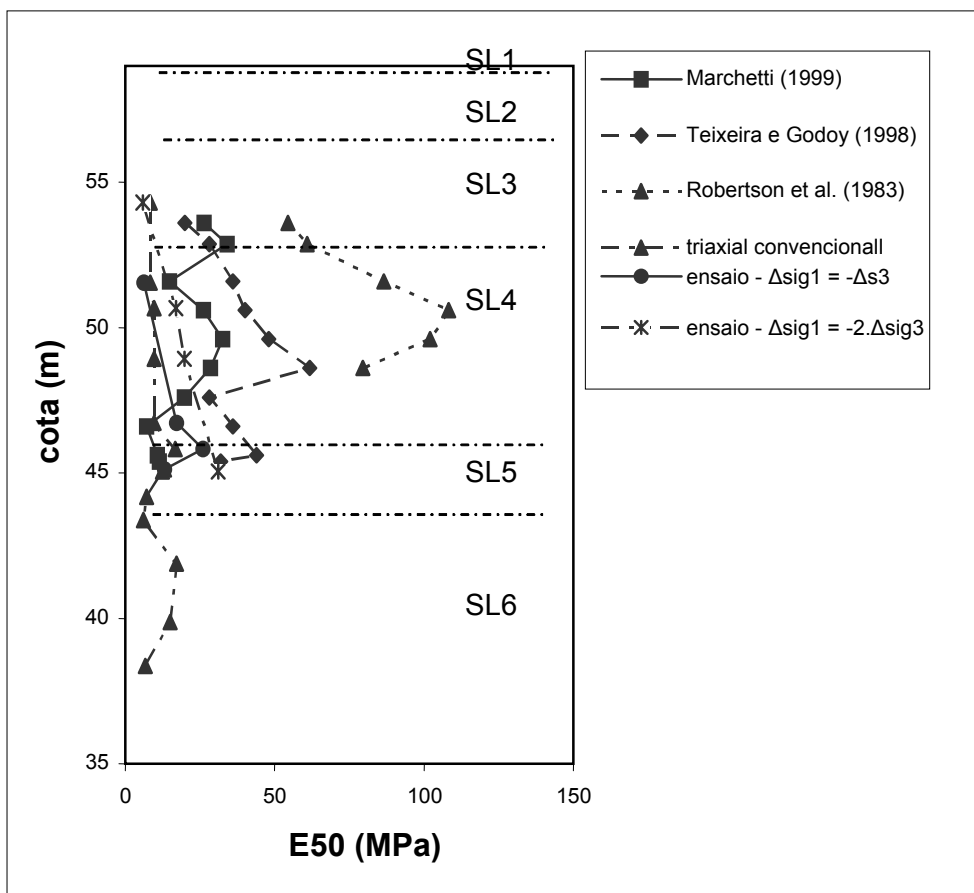


Figura 4.36 - Valores de E_{50} com a profundidade para ensaios triaxiais com trajetórias $\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$ e $\Delta\sigma_1 = -2 \cdot \Delta\sigma_3$ e adensamento $\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$ e triaxial de compressão axial CD

A Fig. 4.37 apresenta o módulo de deformabilidade em função da profundidade, obtido a partir de ensaios de CPT, DMT, SPT e de ensaios de laboratório (talude e poço 01).

O módulo de deformabilidade do solo para o ensaio DMT foi estimado por Marchetti (1999), a partir do módulo oedométrico (M), obtido de forma indireta no ensaio dilatométrico. O módulo de deformabilidade pode ainda ser derivado a partir de ensaios CPT, utilizando a proposta de Robertson et al. (1983) e de ensaios de SPT, a exemplo da proposta de Teixeira e Godoy em 1998, citado em Foá (2005).

Não foi observada qualquer correlação entre os ensaios laboratoriais e a proposta de Teixeira & Godoy em 1998, citado em Foá (2005), que utiliza resultado de ensaios de penetração dinâmica (SPT), o que seria justificado, uma vez que a aplicação de esforços dinâmicos provocaria o colapso da estrutura do solo residual, reduzindo qualquer possibilidade de representatividade. Também não foi observada uma correlação adequada entre a proposta de Robertson et al. (1983), utilizando o CPT, e os ensaios laboratoriais.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.37 – Distribuição dos valores de E_{50} em função do perfil de solo – DMT03, CPT02, SPT01 e ensaios triaxiais (talude e poço 01)

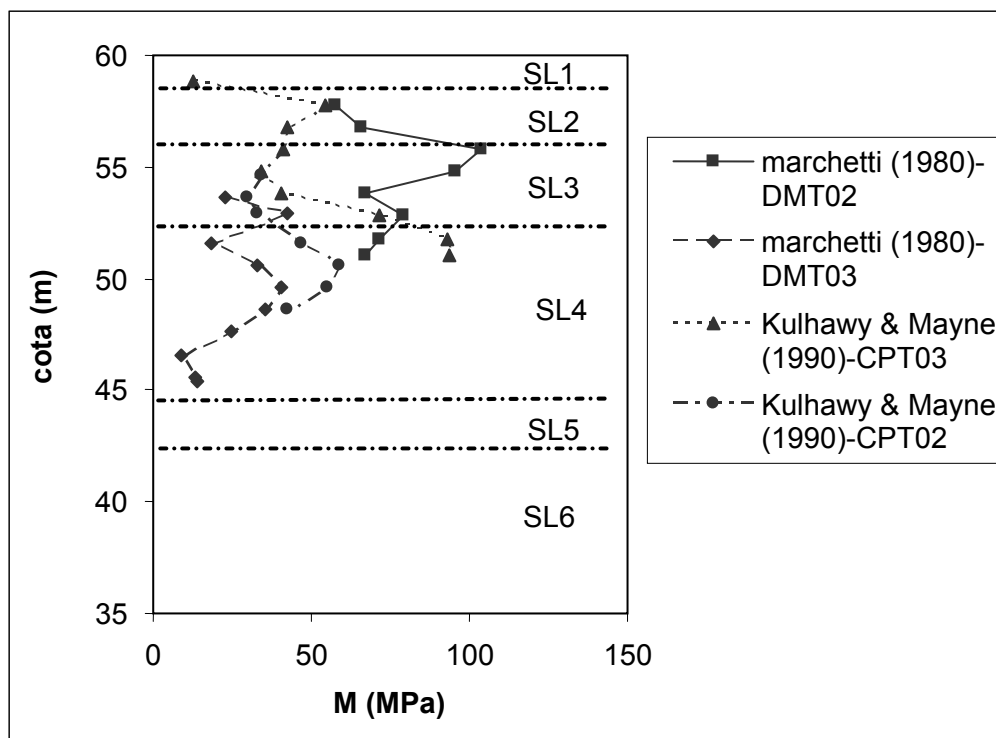
Por outro lado, é observada uma excelente aproximação entre os valores de E_{50} obtidos em ensaios com trajetória de tensões $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$, adensados $\sigma_3 = K_0.\sigma_1$ e os obtidos em ensaios de DMT, utilizando a proposta de Marchetti (1999).

4.3.5 - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO UNIDIMENSIONAL (M)

Com base em ensaios dilatométricos, Marchetti (1980) definiu um parâmetro R_m para diversos intervalos de variação de I_d , possibilitando estabelecer uma relação direta entre o módulo de deformação unidimensional (M) e o valor de E_d , obtido do ensaio DMT. Essas correlações foram validadas por Lacasse & Lunne (1983),

Campanella & Robertson (1988), entre outros, tanto para solos argilosos, como arenosos.

Na Fig. 4.38 é apresentada a variação do módulo de deformação unidimensional, com a profundidade obtida pela proposta de Marchetti (1980). Na mesma figura foi incluída a proposta de Kulhawy & Mayne em 1990, citado em Schnaid (2000), que utiliza resultados de ensaios de penetração estática (CPT).



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.38 – distribuição dos valores de M em função do perfil de solo – ensaios DMT e CPT

Com referência ao módulo de deformação unidimensional ocorreu uma grande dispersibilidade de valores, principalmente para a camada de solo saprolítico. Schnaid (2000) alerta para a limitação da proposta de Kulhawy & Mayne (1990), baseada em valores de CPT, apenas para uso em anteprojetos.

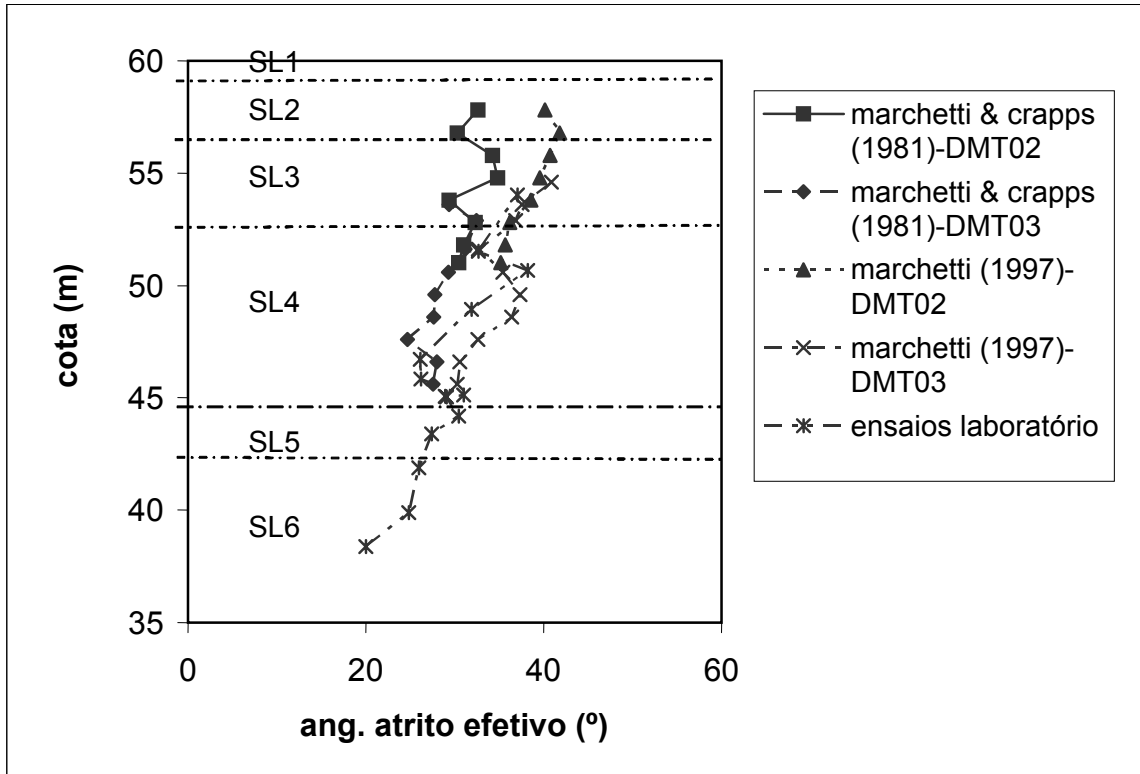
4.3.6 - ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO (ϕ')

O perfil do ângulo de atrito foi estimado com base em ensaios DMT, segundo as proposições de Marchetti & Crapps (1981), que correlacionaram este parâmetro de resistência ao valor de I_d (para $I_d \geq 1,2$) e de Marchetti (1997), baseado na correlação proposta por Campanella e Robertson em 1991, citado em Schnaid (2000).

Os resultados de laboratório para o valor do ângulo de atrito efetivo em ensaios triaxiais de compressão axial CD também foram comparados à proposta gráfica de Mitchell et al. em 1978, citado em Schnaid (2000), em que é considerado o efeito da pressão vertical efetiva, em ensaios de penetração dinâmica (SPT). Não foi efetuada a correção do SPT, considerando o efeito da energia de cravação, conforme recomendado pelo autor.

A Fig. 4.39 apresenta a distribuição dos valores do ângulo de atrito efetivo com a profundidade, com base nos ensaios de DMT e laboratório com amostras obtidas no talude acima do emboque e no poço 01.

Existe uma clara redução do ângulo de atrito efetivo com a profundidade. Para as camadas mais profundas (menos intemperizadas), embora os resultados com equipamentos triaxiais sejam limitados, uma vez que para moldagem dos corpos de prova normalmente são selecionados partes dos blocos indeformados em que não existem pedregulhos, os resultados foram muito próximos aos dos ensaios de campo, inclusive da proposição de Mitchel et al. (1978), citada em Schnaid (2000), baseada em ensaios de SPT.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 4.39 – Distribuição dos valores de ϕ em função do perfil de solo – DMT03 e triaxial de compressão axial CD (talude e poço 01)

Capítulo

5

Desenvolvimento da Célula K_0 -UFBa

A célula K_0 -UFBa foi desenvolvida pelos Profs. João Carlos B. J. da Silva e Luis Edmundo P. de Campos no Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (Silva et al., 2008), e registrada no INPI sob o número 011080000363.

O desenvolvimento deste equipamento teve como finalidade a realização de ensaios de adensamento vertical com confinamento lateral de água que, por ser incompressível, não permite a deformação nesta direção, mantendo a condição K_0 . A leitura da pressão horizontal é realizada por transdutores que medem a pressão no interior da câmara.

Nas Figs. 5.1 a 5.4 é apresentada a célula K_0 -UFBa com seus principais componentes e detalhes de montagem. Foram testadas várias relações entre a altura e o diâmetro do corpo de prova, tendo como ideal a $L/D=1,0$. Uma dos condicionantes para obtenção dessa relação foi a certeza de que o corpo de prova estivesse totalmente em contato com a membrana na sua parte mais central, eliminando o efeito da fixação da membrana nos extremos superior e inferior da célula.

As etapas na execução do ensaio foram:

- Colocação do corpo de prova no interior da câmara;
- Preenchimento da câmara com água com a retirada de bolhas;
- Colocação da célula na prensa;

- Fixação de medidores de carregamento e deformação vertical e pressão radial;
Aplicação de uma pressão mínima de 5 kPa, para garantir o contato completo da membrana com o corpo de prova;
- Aplicação do carregamento axial em estágios e, após equalização das tensões, e execução de leituras da pressão horizontal e deslocamento vertical;
- Realização de descarregamento.

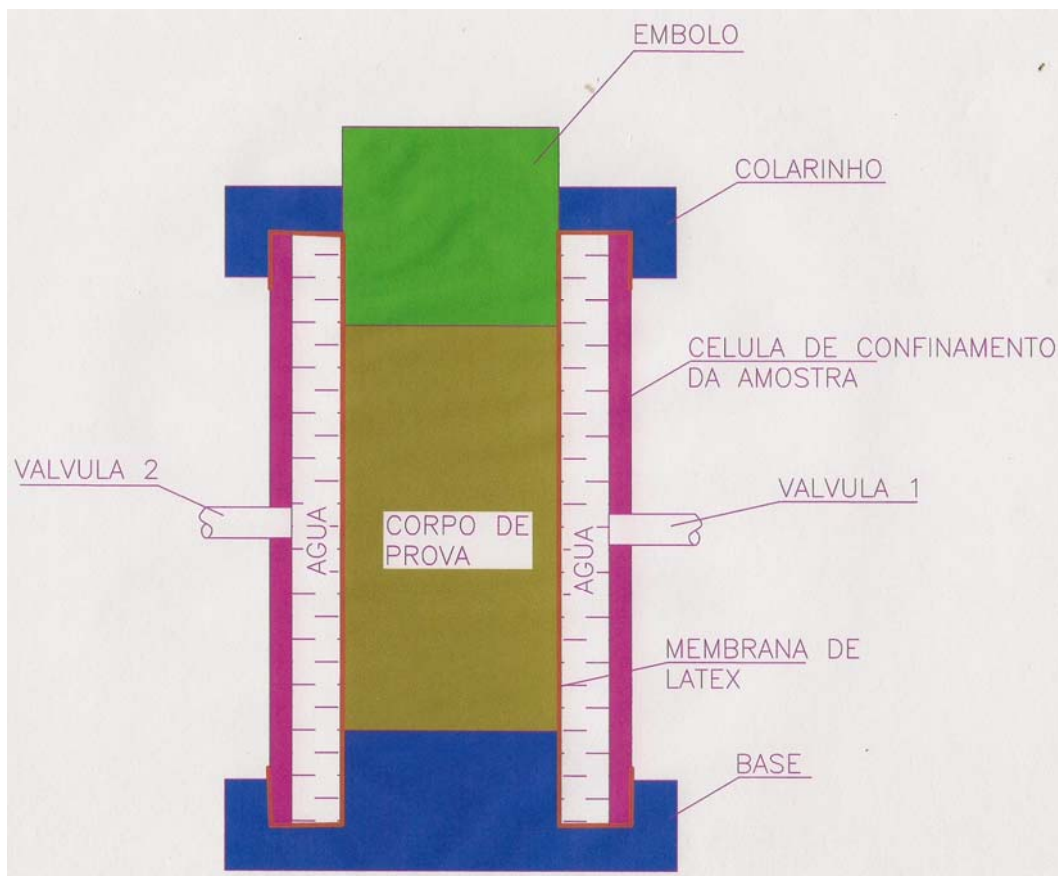


Figura 5.1 – Célula K_0 -UFBa – Corte esquemático



Figura 5.2– Célula K_0 -UFBa – Vistas lateral e superior



Figura 5.3 – Célula K_0 -UFBa – Componentes



Figura 5.4 – Célula K_0 -UFBa – aplicação do carregamento

5.1 - RESULTADOS OBTIDOS

A Fig. 5.5 revela um exemplo de resultado típico obtido com a célula K_0 -UFBa. Todos os resultados estão apresentados no Apêndice D.

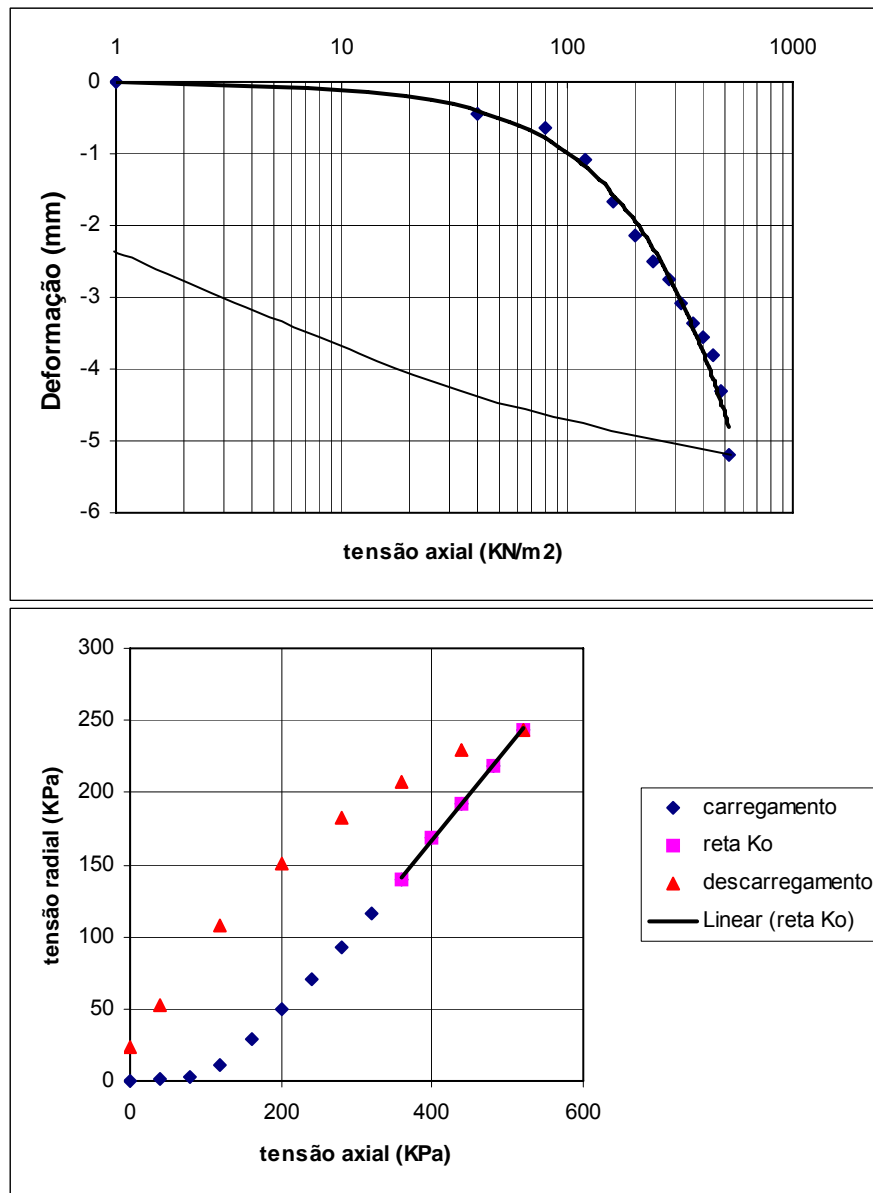


Figura 5.5 – Ensaio realizado com a célula K_0 -UFBa - Talude: amostra 138. (a) comportamento tensão-deformação; (b) relação entre tensões radial e axial.

Pode-se observar nesta figura que, as curvas apresentam feições muito próximas aos ensaios observados por Brooker & Ireland (1965) e Abdelhamid & Krizek (1976), em equipamentos de laboratório, sob condição de deformação confinada.

A curva de carregamento que representa a relação tensão axial e tensão radial apresenta dois trechos. O primeiro trecho adquire uma forma hiperbólica e, o segundo, uma reta ascendente. A mudança da forma da função se deve ao retorno às tensões originais no corpo de prova, após as alterações no estado de tensão decorrentes da amostragem. Identificando o ponto de mudança de curvatura é possível a obtenção da pressão de sobreadensamento.

O segundo trecho da curva relativo ao carregamento, após o restabelecimento do estado de tensões originais, é representado pela reta ascendente, cuja inclinação é o valor de K_o .

Na Tab. 5.1 está demonstrado o resumo dos resultados obtidos com a célula K_o -UFBa.

Tabela 5.1 – Resultados obtidos com a célula K_o -UFBa

Amostra	Tensão sobre-adensamento (kN/m ²)	OCR	K_o	Índice de correlação (R^2)	Valor de D (kN/m ²) Tsytoovich (1976)	Índice de Compressão (C_c)	M (MPa)
138	175	1,0	0,63	0,9991	-83,8	0,0072	12,38
139	200	2,0	0,59	0,9966	-114,4	0,0097	13,08
140	**	**	0,50	0,9939	-107,97	**	**
141	180	**	0,61	0,9974	-95,5	0,0060	19,41
186	255	1,2	0,40	0,9997	- 89,82	0,0054	24,6
189	275	2,8	0,40	0,9984	- 43,04	0,0067	20,6
252	170	3,9	0,53	0,9994	- 73,74	0,0087	8,3
253	170	3,1	0,78	0,9914	- 117,29	0,0147	8,2
254	205	2,2	0,65	0,9993	- 109,6	0,0071	12,1
255	215	1,6	0,71	0,9974	- 127,4	0,0059	15,0
256	190	1,3	0,78	0,9987	- 122,83	0,0075	15,3
257	125	1,2	0,78	0,9994	- 74,5	0,0066	4,5
258	205	1,0	1,06	0,9989	- 178,9	0,0095	4,4
259A	165	1,0	0,67	0,9992	- 77,44	0,0091	5,0
259	155	1,0	0,62	0,9997	- 65,54	0,0082	3,8
260	250	1,7	0,54	0,9960	- 119,92	0,0068	26,4
261	245	1,2	0,58	0,9947	- 124,4	0,0073	23,1

** Ensaios não realizados

A Tab. 5.1 permite observar que:

- Os índices de correlação para a reta que representa o valor de K_o esteve sempre acima do valor de 0,99, o que representa uma excelente relação linear entre a tensão axial e a tensão radial.

- O valor da constante D, conforme proposto por Tsytoovich em 1976, citado em Ferreira (1982), apresentou-se sempre negativo, indicação, segundo o autor, de um solo argiloso, o que é confirmado pelos ensaios laboratoriais realizados;
- A razão de sobreadensamento (OCR) esteve abaixo do valor de 3,9, indicando um solo normalmente a levemente sobreadensado.

5.2 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foram obtidos com o uso da célula K_0 -UFBa e comparados com resultados de ensaios de campo, os seguintes parâmetros geotécnicos:

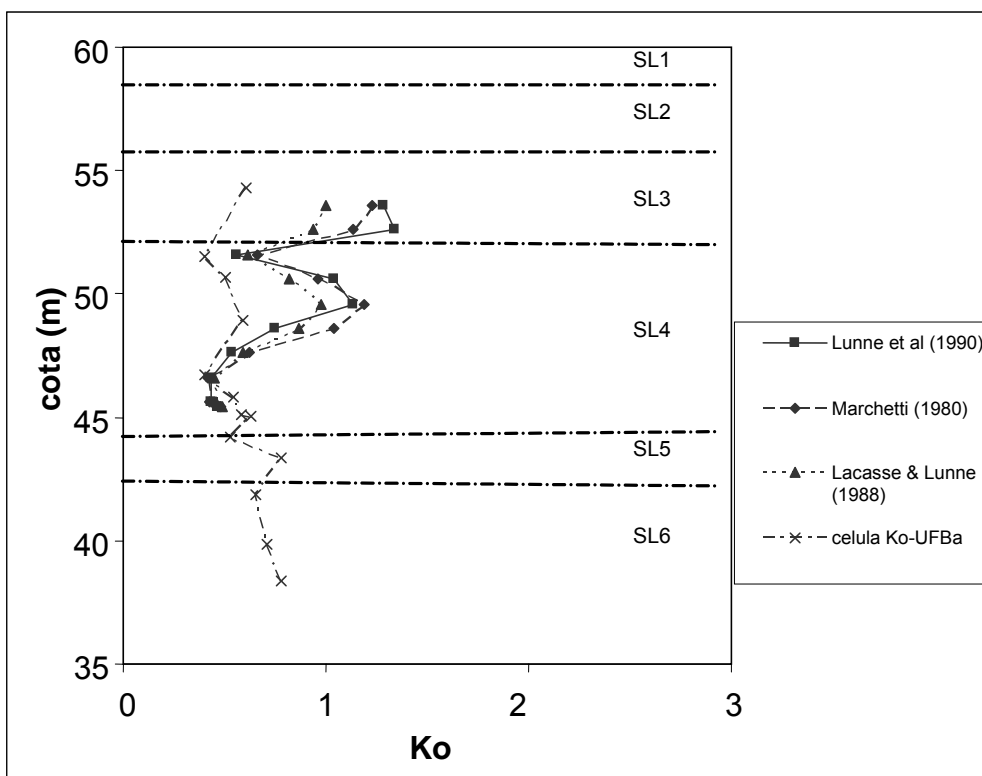
- Coeficiente de empuxo no repouso (K_0);
- Razão de sobreadensamento (OCR);
- Módulo de deformação unidimensional (M).

5.2.1 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)

Obteve-se o perfil de valores de K_0 por meio de ensaios de laboratório com a célula K_0 -UFBa, CPT e DMT, ao longo da profundidade. Para que os ensaios de campo pudessem ser analisados e comparados nas mesmas profundidades, foram adotados valores médios de CPT e DMT correspondentes a cada metro.

Para o ensaio DMT, o valor de K_0 foi obtido com base nas proposições de Marchetti (1980), Lunne et al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992) e Lacasse & Lunne (1988).

Na Fig. 5.6 estão assinalados os resultados conseguidos com a célula K_0 -UFBa em amostras indeformadas retiradas do talude acima do poço 01 e no interior deste, além dos valores obtidos com os ensaios DMT03 e CPT02. Os ensaios DMT e CPT foram realizados próximos ao local do poço 01, antes de sua escavação.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 5.6 – Distribuição dos valores de K_0 em função do perfil de solo – DMT 03 e célula K_0 -UFBa (talude e poço 01).

A Fig. 5.7 apresenta o perfil de valores de K_0 em função da profundidade para o poço 02. Ressalta-se que o poço 02 está situado a 10 m da cortina do Convento da Lapa e que durante sua escavação foram interceptados tirantes desta contenção.

Neste sentido, algumas considerações deverão ser efetuadas:

- A expressão proposta por Marchetti (1980) foi desenvolvida para argilas não cimentadas e não deve ser utilizada para materiais sujeitos a envelhecimento, sobreadensamento ou cimentação (Lacasse e Lunne, 1983; Campanella & Robertson em 1983, citado em Schnaid, 2000; Powell & Uglow em 1988, citado em Schnaid, 2000). JamiolKowski et al. (1988) reduziram seu uso a depósitos cujo valor de I_d seja inferior a 1,2. No caso, os valores de I_d sempre estiveram acima deste valor;

- No caso da expressão proposta por Lunne et al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992), foi considerado depósito antigo cuja relação S_u/σ'_{vo} fosse inferior ao valor de 0,8;
- Já para a expressão proposta por Lacasse & Lunne (1988), foi adotado o valor de $m=0,64$, para argilas de baixa plasticidade;
- Os ensaios foram realizados com a lâmina do dilatômetro em apenas uma direção. Segundo Passos et al. (2002), no caso do solo intemperizado de Brasília, a variação do valor de K_0 pode chegar a 30%, considerando diferentes direções de ensaios.

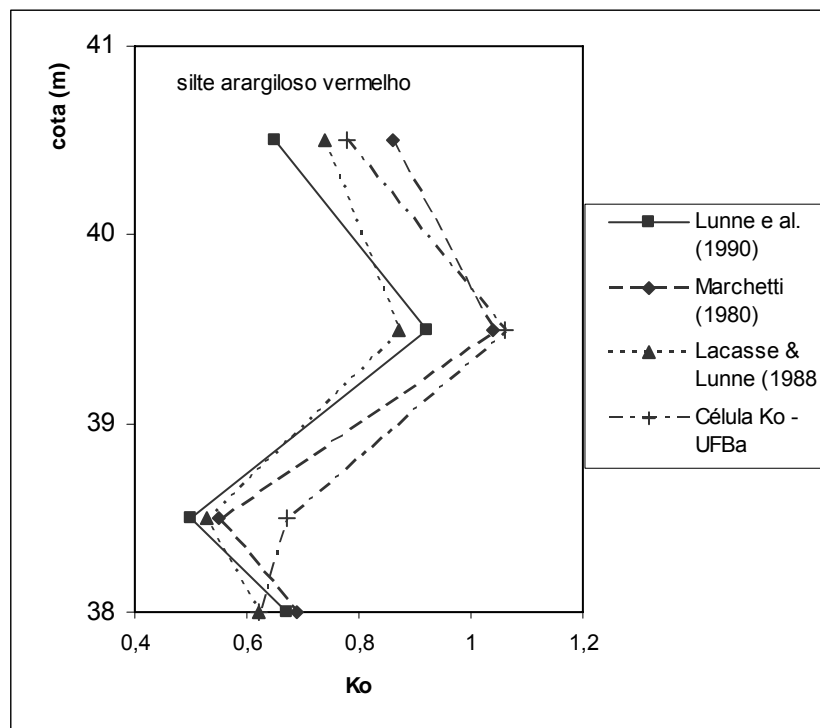


Figura 5.7 – Distribuição dos valores de K_0 em função do perfil de solo – DMT 01 e célula K_0 -UFBa (poço 02)

Apesar das restrições assinaladas, todas as propostas utilizando ensaios DMT apresentaram comportamentos semelhantes, quando comparados com os ensaios com a célula K_0 -UFBa. Ressaltam-se a grande heterogeneidade e a dificuldade de obtenção de amostras representativas no caso do solo residual em estudo.

Já com relação a Fig. 5.7, os valores foram muito próximos, considerando todas as propostas.

Na Fig. 5.8 é efetuada a relação entre os parâmetros ϕ' e K_o para diversos valores de OCR obtidos de amostras indeformadas coletadas no talude acima do túnel e no poço 01 (não afetadas pela presença da contenção) e ensaiados na célula K_o -UFBa.

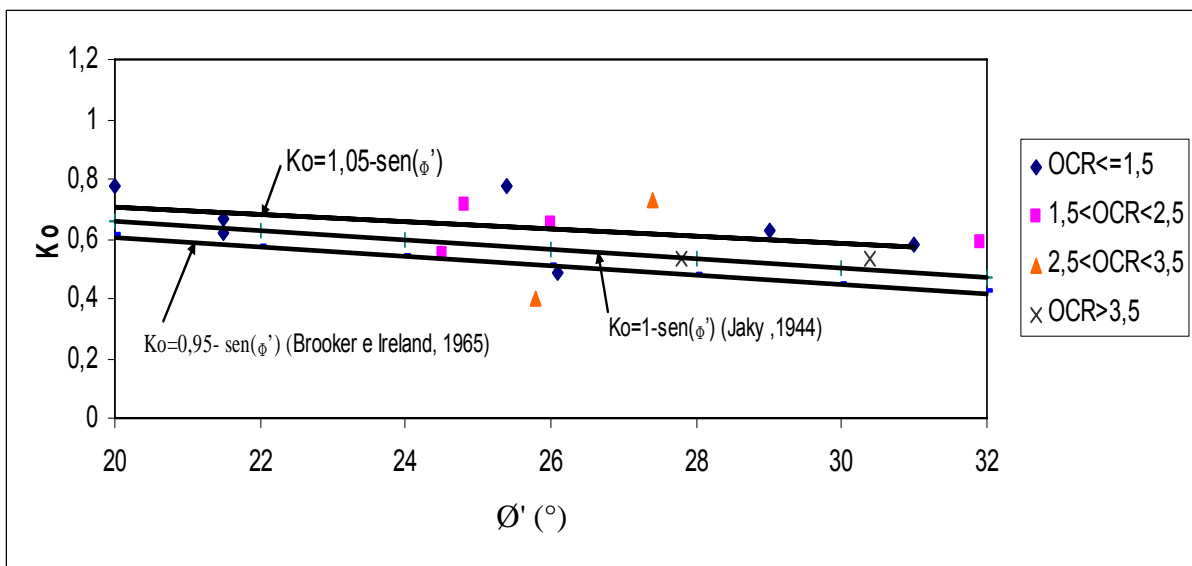


Figura 5.8 – Relação entre os parâmetros ϕ' e K_o para diversos valores de OCR

Neste mesmo gráfico são apresentadas as equações propostas por Jaky (1944), para solos arenosos, e Brooker e Ireland (1965). Para as amostras com OCR próximo unidade (normalmente adensadas), os valores expostas estiveram bem próximos às proposições efetuadas pelos autores. A partir desse gráfico, foi obtida uma equação, que retrata a relação entre ϕ' e K_o para os solos residuais ensaiados, normalmente ou levemente sobreadensados ($OCR \leq 1,5$):

$$K_o = 1,05 \cdot \text{sen}(\phi') \quad (5.1)$$

No entanto, valores de OCR maiores que 1,5 apresentaram grande dispersão na relação entre ϕ' e K_o , demonstrado apenas uma leve tendência à redução de K_o com a elevação do ângulo de atrito efetivo do solo. Nenhuma das expressões indicadas para solos sobreadensados na literatura retrataram bem o comportamento dos solos residuais do granulito.

Não foi observada qualquer tendência na relação índice de plasticidade (IP) e o parâmetro K_o para blocos ensaiados na condição original de repouso (Fig. 5.9). Essa observação confirma a limitação do significado do IP, quando se trata de solo intemperizado.

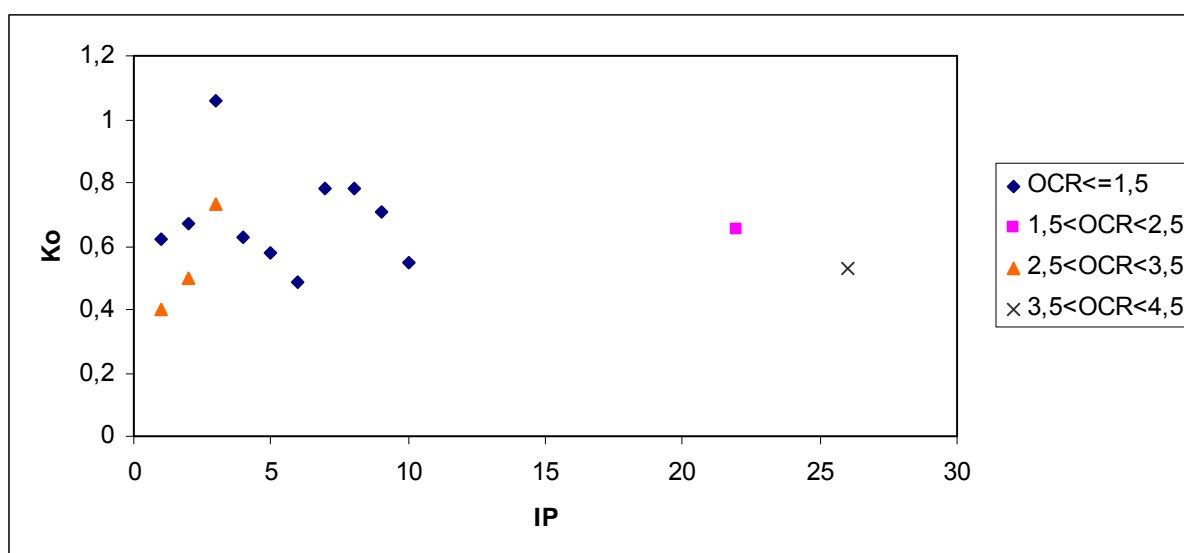


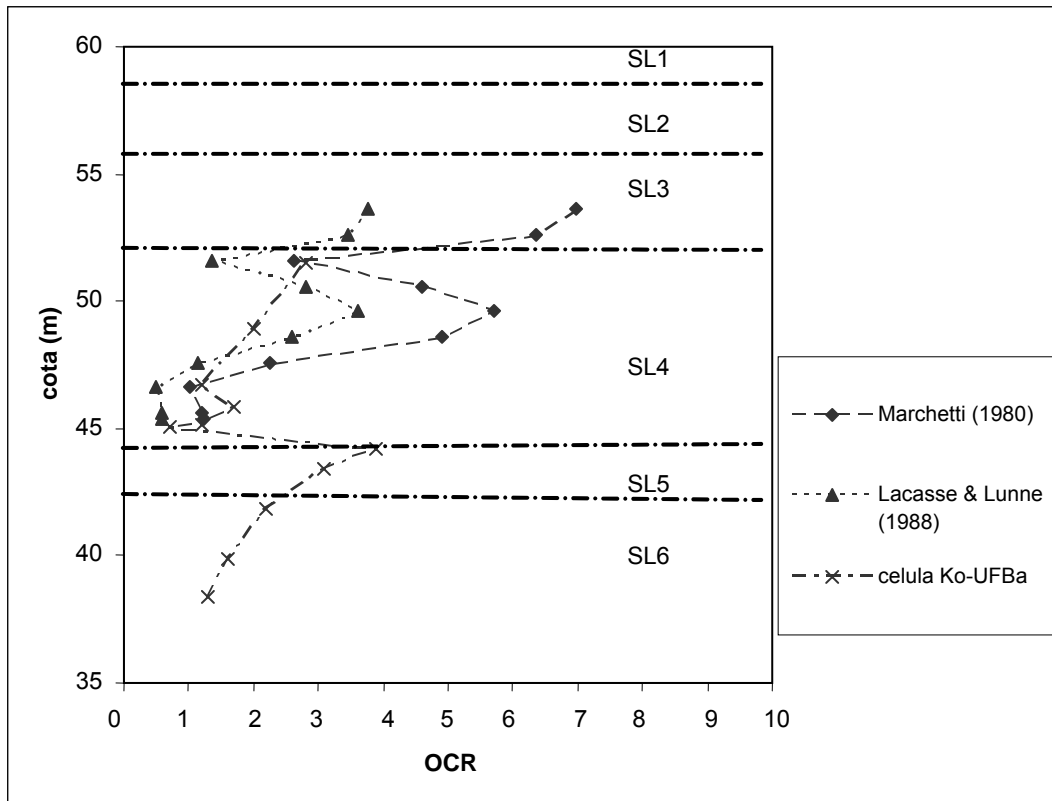
Figura 5.9 – Relação entre os parâmetros IP e K_o para diversos valores de OCR

5.2.2 - RAZÃO DE SOBREADENSAMENTO (OCR)

Segundo Marchetti (1980) o valor de K_d observado no DMT é um forte indicativo da história de tensões no solo.

Os valores de OCR ao longo do perfil estratigráfico foram obtidos a partir de ensaios com a célula K_o -UFBa, em amostras indeformadas retiradas no poço 01 e em ensaios de campo realizados no mesmo local. Para a obtenção do valor de OCR,

foram utilizadas as proposições de Marchetti (1980), Lacasse & Lunne (1988) e Lunne et. al. em 1990, citado em Briaud & Miran (1992) (Fig. 5.10).



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 5.10 - Distribuição dos valores de OCR em função do perfil de solo – DMT03 e célula K_0 -UFBa (talude e poço 01)

Algumas considerações devem ser efetuadas:

- A expressão proposta por Marchetti (1980) foi desenvolvida para argilas não cimentadas com base na comparação com ensaios oedométricos;
- Já para a expressão proposta por Lacasse & Lunne (1988) foi adotado o valor de $m=1,67$, considerando argilas de baixa plasticidade.

Apesar de todas as considerações apresentadas, os resultados obtidos com a célula K_0 -UFBa se mostraram exatamente dentro da média, quando comparados com os ensaios realizados em campo. Novamente foi confirmada a redução do OCR com a

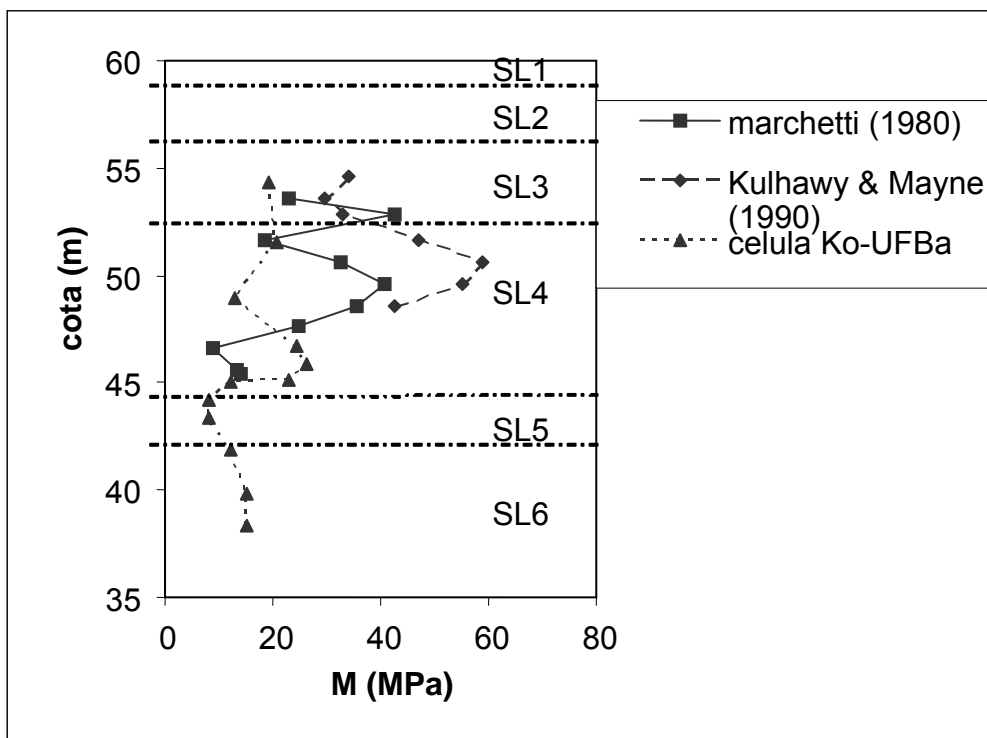
profundidade, que se deve ao processo erosivo que provoca alívios de tensões, elevando o sobreadensamento para as camadas de solo mais superficiais.

5.2.3 - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO UNIDIMENSIONAL (M)

Com base em ensaios dilatométricos, Marchetti (1980) definiu um parâmetro R_m para diversos intervalos de variação de I_d . Com o parâmetro R_m é possível se estabelecer uma relação direta entre o módulo de deformação unidimensional (M) e o valor de E_d , obtido do ensaio DMT. Essas correlações foram validadas por Lacasse & Lunne (1983), Campanella e Robertson (1988) entre outros, tanto para solos argilosos como para arenosos.

Na Fig. 5.11 é apresentada a variação do módulo de deformação unidimensional com a profundidade obtido pela proposta de Marchetti (1980) e a partir de ensaios laboratoriais com a célula K_0 -UFBa. Na mesma figura foi incluída a proposta de Kulhawy & Mayne em 1990, citado em Schnaid (2000), que utiliza resultados de ensaios de penetração estática (CPT).

O valor de M apresentou uma razoável aproximação entre os ensaios com a célula K_0 -UFBa e a proposta de Marchetti (1980). A maior dispersão foi observada para a camada de solo saprolítico. Com relação aos valores utilizando ensaios CPT, não foi observada aproximação adequada com os ensaios laboratoriais. Schnaid (2000) alerta para a limitação de uso desta última proposta apenas para anteprojetos.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 5.11 – Distribuição dos valores de M em função do perfil de solo – DMT03, CPT02 e célula K₀-UFBa (talude e poço 01)

Capítulo

6

Efeito e Determinação do Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)

A abertura de um túnel dentro de um maciço previamente em equilíbrio e submetido a um estado de tensão adquirido ao longo do processo geológico ocasiona a redistribuição das tensões instaladas nas redondezas do túnel. Assim, à medida que a escavação do túnel progride e a respectiva frente avança, o campo de tensões no maciço envolvente é significativamente alterado, originando tanto um movimento da frente dirigido para o interior da cavidade criada, bem como uma convergência das paredes.

Espera-se que os movimentos produzam um novo estado de equilíbrio, pela mobilização parcial ou total da resistência do maciço, eventualmente complementada pela intervenção de uma estrutura de suporte. Tratando-se de maciços rochosos com reduzida fraturação, o equilíbrio final pode ser atingido em uma zona de comprimento restrito junto à frente de escavação, sem necessidade da introdução de um elemento auxiliar de suporte. Nesse caso, é denominado de maciço autoportante, capaz de suportar a redistribuição total das tensões no contorno da escavação, sem produzir deformações apreciáveis.

No entanto, para maciços terrosos, com intuito de limitar as deformações produzidas, é usual a colocação de estruturas auxiliares de suporte interno e, no caso de emboques, contenções externas. Esta integração entre o maciço, o suporte e as contenções constitui um sistema hiperestático, cujo estado de tensão-deformação não é de fácil determinação. As pressões de terra, os esforços mobilizados e os deslocamentos são interdependentes e diretamente associados às características geométricas das aberturas, ao tipo e à geometria da contenção, aos suportes utilizados, às propriedades

geomecânicas das diferentes formações, ao processo construtivo adotado e, principalmente, às tensões iniciais instaladas no maciço.

O coeficiente de empuxo (K) consiste na relação entre as tensões efetivas principal menor (σ_3') e principal maior (σ_1'), verificada no interior da massa de solo ou rocha. Frequentemente existe o interesse em conhecer um caso particular em que não aconteçam deformações laterais no elemento no interior das massas de solos ou rochosas, uma vez que todas as deformações já tenham ocorrido no tempo geológico de formação do maciço. Nesta situação específica, o coeficiente toma a designação de “coeficiente de empuxo no repouso”, ou, simplesmente, K_0 .

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) é um dos principais parâmetros necessários para aplicação de métodos numéricos aos problemas de escavação, tanto em solos, como em rochas, sendo também essencial para a definição laboratorial dos modelos reológicos utilizados para tentar explicar o comportamento de escavações. Para sua obtenção, normalmente, são utilizados ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, que devem ser adensadas às tensões efetivas existentes *in situ*.

Tanto em solos, como em rochas, o processo de acumulação de sedimentos produz o aumento da compressão vertical que atua em todos os níveis do maciço. Como a zona de sedimentação é extensa, as forças horizontais produzidas não possuem valores apreciáveis. Desta forma, a tensão horizontal passa a ser a tensão principal menor e o valor do coeficiente de empuxo é inferior à unidade. Por outro lado, solos que sofreram processos de intemperização e erosão e rochas sob efeitos tectônicos podem apresentar tensão horizontal superior à vertical, fazendo com que o coeficiente de empuxo eleve-se a patamares superiores à unidade.

Tanto em rochas quanto nos solos, os coeficientes k_0 variam entre o coeficiente de empuxo ativo e passivo, que correspondem aos estados críticos de ruptura. No entanto, em presença de contenções, o acréscimo ou decréscimo da tensão horizontal efetiva altera significativamente o valor de K_0 .

Para o caso de solos, Tsytoich em 1976, citado em Ferreira (1982), mostrou que a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical (ou principal menor e principal maior) é linear. Acrescentou, porém, um fator D , referente ao sobreadensamento do solo:

$$\sigma_h' = K_o \cdot \sigma_v' + D \quad (6.1)$$

Ainda segundo o autor, D assumiria o valor de zero para areias fofas, $D > 1$ para areias compactas e $D < 1$ para solos argilosos.

Para determinação do estado inicial de tensões efetivas, e, conseqüentemente, K_o , é necessário avaliar a tensão vertical efetiva, que, por sua vez, depende da tensão vertical total e da poro pressão. Nesse caso, é importante fazer algumas suposições que sempre envolvem certo erro:

- A tensão vertical é uma tensão principal;
- O seu valor pode ser obtido a partir do peso das camadas sobrejacentes;
- A pressão neutra é conhecida;
- A tensão horizontal é simétrica relativamente a um eixo vertical.

Já a avaliação da tensão horizontal efetiva pode ser realizada por:

- Ensaio de Campo;
- Ensaio de laboratório;
- Fórmulas empíricas.

Abdelhamid & Krizek (1976) apresentaram um resumo de técnicas para obtenção de K_o em solos, ou por meio de ensaios laboratoriais, como também utilizando ensaios de campo (Tab. 6.1).

Neste capítulo tratar-se-á do caso particular de K_o em emboques de túneis situados em solos residuais e da influência de contenções aí existentes na alteração deste parâmetro. Parte deste capítulo encontra-se publicado em Silva & Assis (2008).

Tabela 6.1 – Técnicas de medição de pressões laterais em solos (modificado - Abdelhamid & Krizek, 1976)

Técnicas	Aproximações	Referencias	Tipo de solo
Ensaio laboratoriais			
Métodos diretos	Anel confinante semirrígido	Newlin (1965)	Argila natural, não amolgada e compactada
	Anel confinante tipo deformação nula	Brooker & Ireland (1965) / Singh, Henkel & Sangrey (1973)	Argila altamente sobreadensada e folhelhos
	Teste triaxial tipo de formação nula	Bishop (1958) / Moore (1971)	Solos não coesivos (maioria)
	Teste triaxial tipo volume controlado	Lewin (1970)	
	Célula rígida	Davis & Poulos (1963)	Argila caolinítica compactada
	Dispositivo confinante semirrígido	Ward, Bayliss & Brown (1948)	Solos não coesivos
	Medidor de tensão - Universidade de Washington	Sherif & Strazer (1973)	Depósito glacial
	Modelagem	Moore & Spencer (1972)	Argila caolinítica sedimentada em laboratório
	Oedometro dinâmico	Calhoun & Triandafilidis (1969)	Areia fina silto argilosa compactada
Métodos indiretos	Resistência ao cisalhamento - empírico	Jaky (1944)	
	Resistência ao cisalhamento - semiempírico	Rowe (1957)	
	Teste oedométrico	Zeevaert (1953)	Silte e argila siltosa
	Teste de consolidação triaxial	Poulos & Davis (1972)	Argila não amolgada
	Medidas de pressão de capilaridade - triaxial	Skempton (1961)	Argila de Londres altamente sobreadensada
	Medidas de pressão de capilaridade - oedométrico (inchamento)		
	Medidas de pressão de capilaridade - equipamento de sucção		
	Medidas de pressão de capilaridade - teste de resistência não drenada		
Ensaio de campo			
Métodos diretos	Estruturas instrumentadas	Sowers et al. (1957)	Argila areno-siltosa compactada
	Equipamento - NGI	Kenney (1967)	Argila marinha sensitiva
	Equipamento - pressiômetro Menard	Menard (1968)	
	Equipamento - Cambridge	Wroth & Hungnes (1973)	Argila siltosa
	Dilatômetro	Marchetti (1975, 1979)	Argilas moles
Métodos indiretos	Fraturamento hidráulico - carga variável	Bjerrum & Andresen (1972)	Argila marinha sensitiva
	Fraturamento hidráulico - carga constante	Wilkes (1974)	Argila siltosa

6.1 - A INFLUÊNCIA DO VALOR DE K_0 EM ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

Considerando a situação de um túnel profundo de secção transversal circular em um maciço de terra homogêneo e isotrópico, submetido a um campo de tensões hidrostático e uniforme, as curvas de reação no maciço e no suporte são aproximadamente iguais para todos os pontos da periferia. Já em túneis superficiais, como é o caso de grande parte dos emboques de túneis, a hipótese de campo uniforme deixa de ser válida, devido aos efeitos da superfície livre e da gravidade, e as curvas de reação no maciço e no suporte são distintas para cada ponto da periferia. Nestas circunstâncias, a forma da escavação, a condição do maciço e, principalmente, o coeficiente de empuxo no repouso condicionam a redistribuição das reações ao longo do maciço.

Adiante da frente da escavação de um túnel, baixos valores de K_0 acarretam uma concentração de tensões radiais na abertura. Este fato se deve aos pequenos movimentos horizontais na zona não suportada e, conseqüentemente, uma limitada transferência de tensões, por efeito de arco, no plano horizontal. Desta forma, é fácil concluir que, em regra, a estabilidade da frente de escavação do túnel cresce com o aumento de K_0 .

Para avaliar a influência do valor do coeficiente de empuxo no repouso na evolução do estado de tensão do maciço escavado, Sousa & Marques (2001), baseados no estudo de Lee & Rowe (1989), efetuaram análises em elementos finitos de um túnel hipotético sem suporte, aberto em meio elástico e isotrópico, alterando o valor de K_0 entre 0,50 e 0,75. A Fig. 6.1 apresenta a distribuição do fator de concentração de tensões radiais (λ), definido como a relação entre as tensões circunferenciais antes e após a abertura do túnel, ao longo da periferia da escavação, em função do coeficiente de empuxo no repouso.

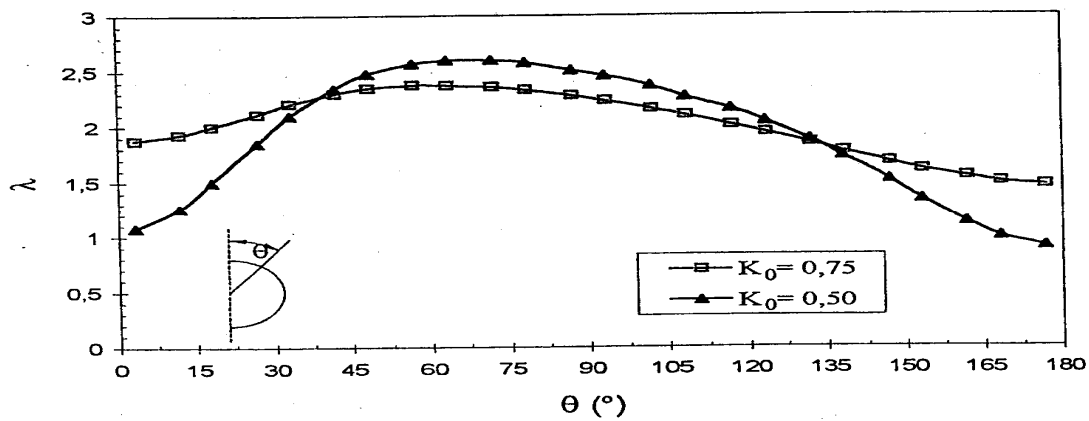


Figura 6.1 – Fator de concentração de tensões radiais ao longo da periferia de um túnel (Modificado – Sousa & Marques, 2001).

Após a abertura da escavação, a redução de K_0 para 0,50 originou uma significativa menor concentração das tensões circunferenciais no teto e na soleira do túnel, e um aumento nas suas laterais. Assim, no teto e na soleira, e, sobretudo, nos pontos mais próximos da abertura, a diminuição da tensão vertical originada pela escavação não é acompanhada pelo aumento da tensão horizontal.

A partir das duas curvas apresentadas na Fig. 6.1, pode-se concluir que as trajetórias de tensão são qualitativamente semelhantes, ainda que apresentem algumas diferenças de valores, resultantes da alteração do efeito de arco transversal, que ocasionam diferentes variações das tensões circunferenciais associadas à diminuição das tensões radiais.

Porém o valor de K_0 não somente influencia o início da plastificação ao redor da abertura do túnel, mas também o modo como estas zonas de ruptura irão se propagar. Sousa & Marques (2001) ainda mostraram que quanto mais baixo o valor de K_0 , mais elevada é a percentagem da resistência ao cisalhamento mobilizada no estado do repouso. Desta forma, enquanto na lateral do túnel há um incremento das deformações plásticas, por outro lado, observa-se um crescimento no teto de deformações puramente elásticas. Assim, nestes casos, será maior a tendência para as zonas de ruptura atingirem a superfície sem que se verifique o esgotamento da capacidade resistente do material localizado no teto do túnel. Esta análise é válida considerando que os valores de K_0 apresentados no trabalho são inferiores a unidade.

Essas considerações estão de acordo com os estudos de Wong & Kaiser (1986), cujos estudos numéricos, utilizando um modelo elástico perfeitamente plástico, permitiram a

identificação de três modos distintos de comportamento em função dos valores assumidos de K_0 . O que estes autores denominaram de modo I é aplicável a túneis abertos em maciços com $K_0 < 1,0$. Nestas condições, a redistribuição das tensões provocadas pela escavação origina uma concentração de tensões mais intensa na lateral do túnel, sendo aí naturalmente, que se inicia a plastificação do maciço.

Medidas de K_0 inferiores a um valor que os autores definiram como crítico, K_{cr} (modo II), a propagação dá-se por meio de duas regiões distintas na lateral do túnel, que podem, para o caso de túneis superficiais e muito baixos valores de K_0 , interceptar a superfície, à medida que o alívio das tensões progride, mesmo antes de a plastificação no teto se iniciar. Para $K_0 > K_{cr}$ (modo III), antes de qualquer indício de localização, a abertura é totalmente envolvida por uma região plastificada contínua.

Com relação aos deslocamentos, a Fig. 6.2 evidencia os efeitos relevantes da variação do coeficiente de empuxo no repouso sobre os movimentos induzidos pela escavação, o que comprova a importância que representa para uma previsão aproximada à determinação, tão correta quanto possível, do estado de tensão inicial no maciço (Sousa & Marques, 2001).

Em relação aos movimentos na superfície, a observação da Fig. 6.2a permite concluir que o aumento de K_0 conduz a uma redução dos valores máximos dos deslocamentos verticais e horizontais e a um aumento da largura da faixa do terreno afetada pela escavação, com a consequente redução significativa dos gradientes máximos das respectivas curvas. É de notar que estas diferenças tenderão a se acentuar com o acréscimo da taxa de desconfinamento, uma vez que, para os valores mais baixos de K_0 , as zonas de plastificação, além de se iniciarem mais cedo, evoluem em direção à superfície em vez de envolverem o túnel, daí resultando aumentos dos deslocamentos nas proximidades do eixo de simetria e, consequentemente, maiores gradientes máximos das respectivas curvas.

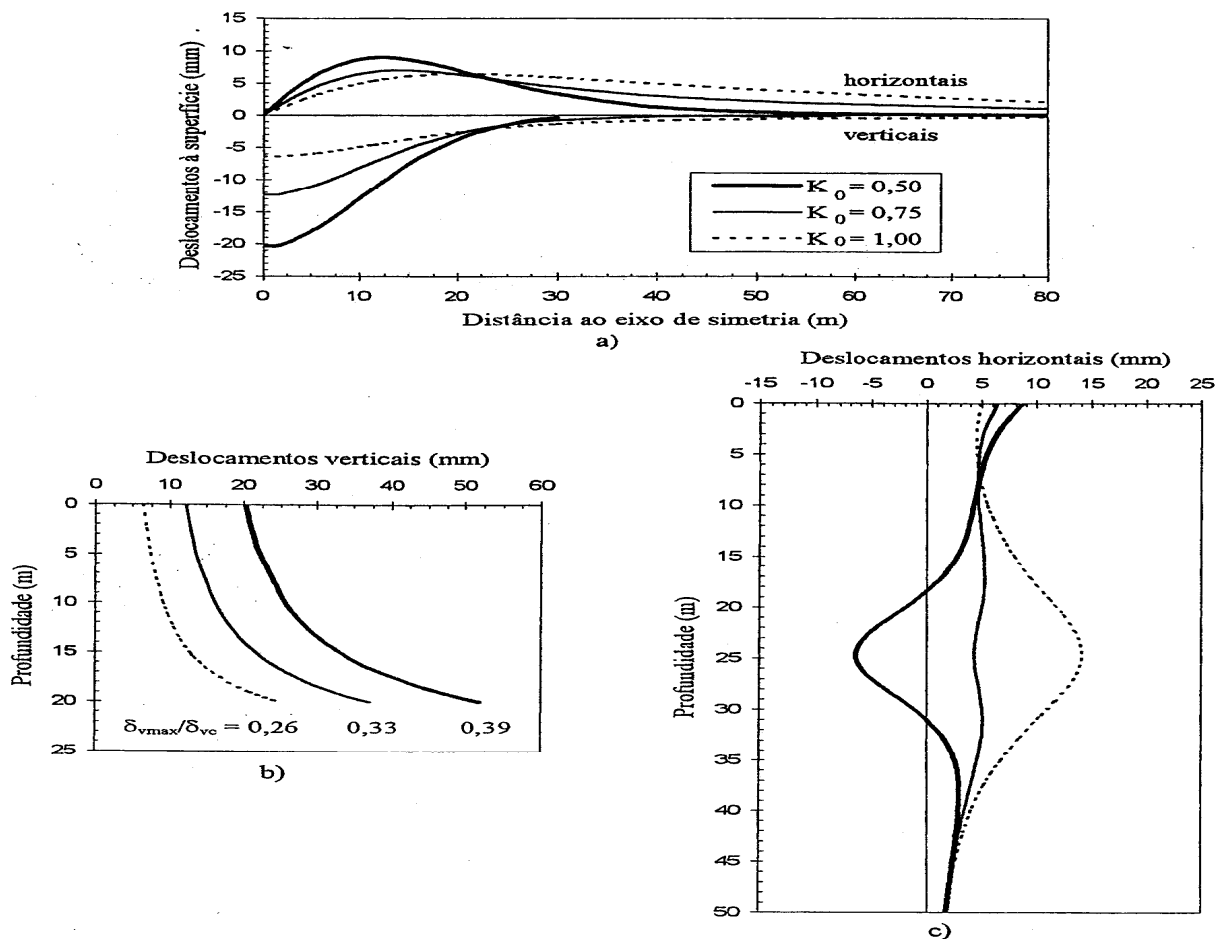


Figura 6.2 – Efeito de K_0 nos movimentos induzidos pela escavação: a) deslocamentos na superfície do terreno, b) deslocamentos verticais de pontos situados no eixo da simetria acima do túnel, c) deslocamentos horizontais em uma seção localizada a 5 m do contorno da abertura (modificado – Sousa & Marques, 2001).

A Fig. 6.2b permite ilustrar o nível de amortecimento dos deslocamentos verticais acima do túnel com a profundidade, para um túnel situado entre as cotas -20 e -30 m. O aumento de K_0 acarreta um amortecimento mais rápido dos deslocamentos verticais, de tal forma, que a relação entre o deslocamento vertical à superfície (δ_{vmax}) e a mesma medida no coroamento (δ_{vc}) é menor.

No que concerne aos deslocamentos horizontais em pontos localizados em um eixo vertical localizado na lateral do túnel, as alterações de K_0 , que correspondem a aumentos do alívio das tensões horizontais provocado pela retirada do solo na escavação, originam, como ilustra a Fig. 6.2c, mudanças na forma dos respectivos diagramas. Na abertura (entre 20 e 30 m de profundidade), os movimentos deixam de ser divergentes, mas antes dirigidos à abertura criada, e crescem significativamente com o aumento de K_0 .

De forma idêntica ao que acontece com os deslocamentos, os esforços mobilizados no suporte são muito afetados pelo valor de K_0 . Com o aumento deste parâmetro, o valor das tensões horizontais aproxima-se do número das tensões verticais, diminuindo os momentos fletores e os esforços axiais associados à componente distorcional do estado de tensão, e aumentando os esforços axiais associados à respectiva componente isotrópica. Em consequência desta variação de sinal contrário das componentes do esforço axial, este tende a ser constante ao longo de todo o suporte.

6.2 - UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO PARA DEFINIÇÃO DA TENSÃO HORIZONTAL EM SOLOS

Para obtenção dos valores de K_0 *in situ*, considera-se usualmente, a tensão geostática vertical, e obtém-se a tensão horizontal de forma direta ou indireta. No entanto, mesmo nas técnicas mais recentes, é inevitável desprezar as interferências, devido aos processos de instalação dos equipamentos de medição.

Aqui não serão apresentados detalhes dos métodos de ensaios, mas tecidos alguns comentários e limitações com referência à obtenção da tensão horizontal para cada um dos métodos propostos.

6.2.1 - PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS

A técnica de utilização de ondas sísmicas, principalmente em furos de sondagens, tem progredido rapidamente, como um meio de derivação do estado de repouso (Jamiołkowski & Manassero em 1996, citado em Fonseca & Sousa, 2002). Segundo os autores, quando as ondas cisalhantes são propagadas horizontalmente entre os furos ou são polarizadas verticalmente (impacto vertical em um martelo gravítico clássico) ou horizontalmente (impacto horizontal ou, preferencialmente, rotacional), pode-se estimar o valor de K_0 recorrendo a leis de dependência do tensor de tensões principais em repouso com rigidez elástica na respectiva direção. Vários autores, entretanto, também reconhecem a limitação desse método e a necessidade de investimento em maiores pesquisas.

6.2.2 - PRESSIÔMETRO COM PRÉ-FURAÇÃO

O ensaio pressiométrico clássico inclui prévia abertura de um furo de diâmetro D_1 e a colocação em posição do pressiômetro de diâmetro D_2 . A aplicação de pressões

sucessivamente crescentes conduz a aumentos de volume crescentes, traçando-se a curva $V=f(p)$ (Fig. 6.3) ou $\Delta V/V_0=f(p)$.

No caso de $D_2 < D_1$, o diagrama típico é mostrado na curva (a) (Fig. 6.3): um primeiro ramo apresenta um coeficiente angular apreciável, correspondente ao ajustamento do pressiômetro às paredes do furo; um segundo ramo, de variação de volume, mostra a pressão P_0 quase constante; um terceiro ramo, de deformação elástica, apresenta um pequeno coeficiente angular, até uma pressão de “cedência” P_f e, por fim, um quarto ramo de deformação plástica que atinge um valor assintótico P_1 .

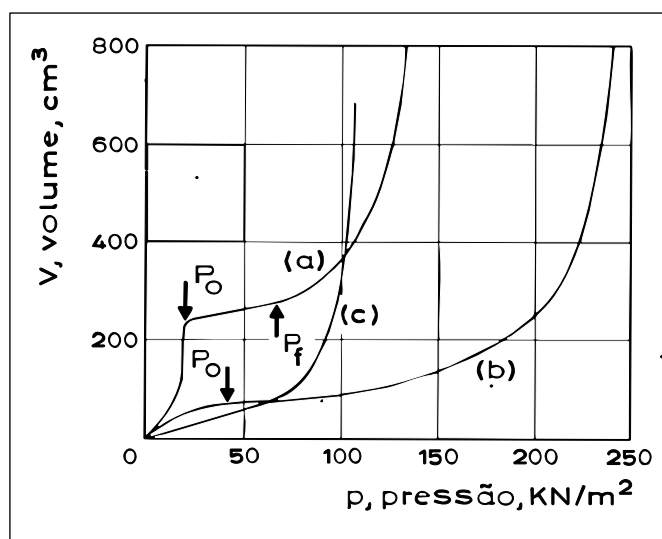


Figura 6.3 – Curva típica de ensaio pressiométrico (modificado - Tavenas et al., 1975)

No caso de $D_2 = D_1$ (curva (b) na Fig. 6.3), o segundo ramo não aparece, embora ainda seja possível determinar P_0 pela transição entre o primeiro e terceiro ramos. Esse pressiômetro é o mais utilizado.

No caso de $D_2 > D_1$ (curva (c) na Fig. 6.3), só existem o terceiro e quarto ramos, não sendo possível a determinação de P_0 .

A pressão P_0 é corresponde à tensão horizontal do solo ($P_0 = \sigma_h'$) nas condições de campo. A avaliação desta pressão apresenta, contudo, uma gama de variação superior a que se obtém com células de pressão e mesmo com fratura hidráulica (Tavenas et al., 1975).

Os valores de K_0 apresentam, via de regra, uma elevada dispersão. O rigor da medição dependerá da validade da hipótese $P_0 = \sigma_h'$ e da perturbação maior ou menor provocada pela abertura do furo e pelo ajustamento do pressiómetro. Estas limitações só são minoradas em materiais rijos ou fortemente sobreadensados, uma vez que nesses solos a perturbação é pequena e a eles estão associados muito mais pontos na definição inicial das curvas pressão versus variação volumétrica.

Cassan em 1978, citado em Fonseca & Sousa (2002), propôs alguns recursos adicionais para atenuar os problemas provocados pelas interferências, embora reconheça que, devido tais recursos, em certos tipos de solos, os tempos de execução ficam extremamente altos e, conseqüentemente, a possibilidade de ocorrência de outros erros é incrementada.

Nos estudos realizados em dois campos experimentais, onde predominavam solos saprolíticos do granito, nas cidades do Porto e Maia, em Portugal, Fonseca (1996 e 1998) efetuou ensaios com o pressiómetro de Ménard. Os valores de K_0 encontrados nos trabalhos discrepam da experiência regional e dos resultados obtidos com o pressiómetro autoperfurante, uma vez que foram sempre superiores a 0,60 e, em alguns casos, superiores mesmo à unidade.

Fragaszy & Cheney (1977) discutiram a influência das imperfeições do furo sobre a obtenção de K_0 no uso do pressiómetro de pré-furo. Os autores citaram como principais fontes de erro o comprimento finito do carregamento, a ausência de paredes lisas e circunferência perfeita para a seção do furo, a variação do raio ao longo de todo o comprimento do furo, a rugosidade na parede do furo e a não homogeneidade de materiais próximos ao furo. No entanto, os autores concluem que todos estes erros não representam mais que 10% na diferença dos valores obtidos, desde que a variação no raio do furo seja mantida abaixo de 10%, várias leituras sejam efetuadas visando detectar pontos rígidos e a relação entre o comprimento e o raio do pressiómetro seja de pelo menos dez.

6.2.3 - PRESSIÔMETRO AUTOPERFURANTE

O pressiómetro autoperfurante foi desenvolvido por Baguelin e Jezequel (Baguelin et al., 1972) e consta essencialmente de um aparelho cilíndrico formado por uma zona inferior (cabeça de perfuração) e uma zona superior (célula pressiométrica).

A cabeça de perfuração tem lâminas de corte e injeção de água para extração do material cortado situado no interior da fina parede cilíndrica que limita a cabeça. A célula pressiométrica tem superfícies deformáveis capazes de medir as pressões laterais.

Em laboratório, Hughes em 1973, citado em Ferreira (1982), verificou que, sob condições favoráveis, a introdução do cilindro provoca deslocamentos radiais inferiores a 0,5% do diâmetro do cilindro. O atrito lateral da parede do cilindro introduz tensões de corte que provocam excesso de pressões neutras que é necessário deixar dissipar. Contudo esse excesso de pressão neutra é inferior ao provocado pelo avanço de um piezômetro.

Algumas críticas são feitas ao equipamento na obtenção de K_0 (Ferreira, 1982):

- Dificuldade de penetrar solos rígidos, tais como areias e materiais residuais;
- Precisão discutível para medir a tensão horizontal e, de um modo geral, os parâmetros de tensão e deformação.

Já Tavenas (1975) referiu-se aos pressiômetros autoperfurantes como aparelhos que reduzem consideravelmente a perturbação do solo, o que se confirma com o diagrama de relaxação das tensões induzidas, representado pela relação entre a tensão no instante t e a tensão final estável versus o tempo após penetração do pressiômetro. Segundo o autor, o que interessa é a medição em repouso e, desde que haja deslocamento, pequeno que seja, a medição não corresponde exatamente à grandeza que se pretende. Neste sentido, os pressiômetros autoperfurantes aproximam-se muito na direção certa, mas não são a resposta final. E dados os refinamentos técnicos que já possuem, é muito pouco provável que se consiga alguma vez medir a tensão horizontal em repouso com total precisão.

Fonseca (1996) realizou ensaios pressiométricos autoperfurantes em duas profundidades e em dois pontos distintos no campo experimental da cidade do Porto, Portugal. Dois dos ensaios foram efetuados com tensão controlada e, outros dois, com controle de deformação. O valor do K_0 não variou muito entre os ensaios, mantendo-se entre 0,35 e 0,38, indicando uma homogeneidade no maciço mesmo em profundidades diferentes. No entanto, com base em sua análise dos resultados obtidos, Fonseca (1996) concluiu ser pouco realista a hipótese de inalterabilidade do estado inicial de tensões mesmo com autoperfuração, embora opine que este ensaio ainda é o que melhor traduz a obtenção de valores de K_0 .

6.2.4 - FRATURA HIDRÁULICA

O método da fratura hidráulica baseia-se no fato de que, se em uma rocha ou solo coesivo, se injetar água sob uma pressão p , verificar-se-á uma taxa de variação regular em um diagrama de vazão q , em função da pressão p , enquanto $p < \sigma_3'$ (tensão efetiva mínima) (Fig. 6.4).

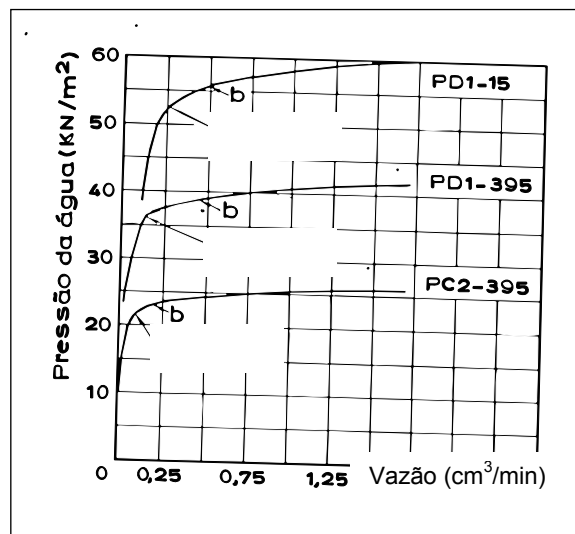


Figura 6.4 – Resultados típicos de ensaios de ruptura hidráulica. Curvas de pressão X vazão (modificado - Tavernas et al., 1975)

Logo que $p \geq \sigma_3'$, a curva $q=f(p)$ apresentará uma taxa de variação mais rápida, acusando o ponto $p=\sigma_3'$, onde se inicia o segundo ramo da curva. Este fenômeno deve-se à abertura de fissuras no solo, normais à tensão principal mínima (ou alargamento das juntas na rocha). Quando se vai reduzindo p , as fendas, juntas ou fissuras tendem a fechar e, quando $p=\sigma_3'$, reaparece o primeiro ramo do diagrama $q=f(p)$. O ensaio de permeabilidade *in situ* por injeção de água permite assim conhecer σ_h' , desde que $\sigma_h'=\sigma_3 < \sigma_v'$, ou seja, $K_0 < 1$.

Este método foi originário da mecânica das rochas (Kehle, 1964; Fairhurst em 1964, citado em Ferreira, 1982) e aplicado aos solos por Bjerrum & Anderson (1972).

A avaliação da tensão horizontal pelo método da fratura hidráulica apresenta as seguintes simplificações grosseiras (Massarsch et al., 1975; Tavenas, 1975):

- O desconhecimento da forma e direção da fratura;
- A forte perturbação do solo resultante da introdução do piezômetro;
- As alterações de tensões provocadas durante a primeira fase do ensaio, idênticas às do ensaio pressiométrico;
- A forma cilíndrica do piezômetro, o que facilita o efeito de arco durante a reconsolidação do solo amolgado.

Bjerrum & Anderson (1972) concluíram em ensaios em laboratório que, em vez da pressão de abertura de fendas - ensaio a p crescente - seria preferível considerar a pressão de fechamento das fissuras - ensaio a p decrescente - e que esta última pressão corresponde à tensão principal mínima. No entanto, Penman em 1972, citado em Wroth (1975), comparando os resultados de medições de ensaios de fraturação com células de pressão, realizados em duas barragens de terra, mostrou que os primeiros conduziam a valores mais elevados.

Além dos possíveis erros relacionados à orientação preferencial, há ainda fenômenos de perturbação devidos à colocação do piezômetro e injetor de água. Uma das perturbações reside no excesso de pressão neutra provocado pela colocação do equipamento. Desta forma, é conveniente aguardar algumas semanas até que esse excesso se dissipe. O tempo de repouso do sistema antes da execução do ensaio tem notável importância, tanto que p (tensão efetiva medida) decresce com o tempo de repouso, podendo somente obter valores de P_0 constante para tempos de repouso superiores há cem dias (Tavenas et al., 1975).

Ainda segundo Tavenas et al. (1975), uma outra questão é o "efeito de pressiômetro". Verifica-se que os diagramas $t=f(p)$ nos últimos estágios do ensaio não estão de acordo com a teoria da permeabilidade. Esta anomalia é atribuída a uma ampliação da cavidade do solo que contém o piezômetro, provocada pela pressão da água, antes da fratura, seguindo-se a eliminação dessa água em excesso com redução da cavidade após a fratura. Importa ressaltar que essa água em excesso não é considerada nos diagramas, mas existe para efeitos de permeabilidade.

Os resultados apresentados por Tavenas et al. (1975) mostraram também a interferência não só do critério de definição de fratura hidráulica e do "efeito de pressiômetro", mas

ainda a influência pessoal do operador e da definição da profundidade z , a que a fratura deve ser considerada, uma vez que o piezômetro tem 28 cm de altura. A determinação da tensão horizontal não parece apresentar uma gama de dispersão muito grande, porém a avaliação de K_0 pode mostrar grandes flutuações. Os autores concluem finalmente que, para um mesmo solo, nas mesmas condições, fazendo porém variar os fatores que influem na avaliação de σ_h' , as medidas de K_0 podem oscilar entre 0,65 e 1,06.

6.2.5 - DILATÔMETRO

A espátula dilatométrica de Marchetti (1975, 1979) é um aparelho, de aplicação empírica, do tipo da célula de pressão total, que é introduzido por penetração estática. Consiste em uma placa de aço inoxidável, de secção retangular com 2 x 8 cm, que traz em ambos os lados uma membrana circular de aço muito fina, com um diâmetro de 6 cm. A haste de penetração é rígida e oca, permitindo exercer uma pressão (p) por meio de ar comprimido no lado interior da membrana.

O ensaio consiste em determinar a pressão P_0 , que corresponde ao início da deformação do solo, e a pressão P_1 , que corresponde ao deslocamento de 1 mm do centro de cada membrana.

São aplicadas, durante os cálculos, duas correções: perda de pressão ao longo dos tubos e pressão necessária para deformar as membranas 1 mm fora do solo, sendo esta última correção é muito pequena. As determinações são realizadas de 20 em 20 cm, obtendo-se um perfil tal como nos ensaios do SPT ou do CPT.

A solução elástica para obtenção de módulo de deformação é estabelecida nas hipóteses de que:

- A superfície do semiespaço em contato com a membrana não pode normalmente deslocar-se;
- Não há redistribuição de tensões em consequência da deformação da membrana-solo uniformemente carregada.

Do ensaio são obtidos:

- I_p (índice do material) = $(P_1 - P_0) / (P_0 - u_0)$;
- K_d (índice de tensão horizontal) = $(P_0 - u_0) / \sigma_v'$;
- E_d (módulo edométrico) = $E(1 - \nu^2) = 38,2(P_1 - P_0)$

sendo:

- σ_v' =tensão geostática;
- U_0 =pressão neutra inicial

Para os solos ensaiados, Marchetti (1979) apresentou uma correlação entre OCR e K_d :

$$\text{OCR} = (0,6 \cdot K_d^{1,56}) \quad (6.2)$$

O valor do coeficiente de empuxo no repouso é avaliado, nos ensaios *in situ*:

$$K_o = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \quad (6.3)$$

Tavenas et al. (1975) afirmaram que o erro proveniente da aplicação desse método na obtenção de K_o é tão maior, quanto mais superficial é o solo ensaiado. Uma avaliação de erro feita pelo autor conclui que, a uma profundidade de 2 m, o erro na obtenção de K_o é de até 56,1%. Já para profundidades de 10 m, o erro reduz-se para até 16,5%.

Massarsh et al. (1975) realizaram, no campo experimental na região de Bäckebol, Suécia, cujo solo é constituído por argila com alta plasticidade levemente sobreadensada, ensaios com 5 métodos diferentes, visando à obtenção do valor de K_o . Foram feitos ensaios com o método de fraturamento hidráulico, célula de tensão total (tipo Glötzl), pressiômetro com pré-furação, pressiômetro autoperfurante e célula de pressão total em furo pré-escavador (CamKometer). Para a surpresa dos autores, entre os resultados que mais se aproximaram foram aqueles obtidos com o pressiômetro autoperfurante e a célula de tensão total (tipo Glötzl). Para os métodos de ensaios em que o pré-furo é necessário (CamKometer e pressiômetro convencional), os resultados alcançados se mostraram extremamente erráticos e não representaram qualquer tendência, fato esse atribuído à elevada sensibilidade da argila, que é incompatível com o nível de amolgamento causado por esses métodos. Já o método de fraturamento hidráulico superestimou os valores da tensão lateral no repouso.

6.3 - UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS LABORATORIAIS PARA DEFINIÇÃO DA TENSÃO HORIZONTAL EFETIVA

Segundo Ferreira (1982), a avaliação de σ_h' (ou σ_3'), a partir de ensaios de laboratório, está baseada nas seguintes hipóteses:

- Existe *in situ* um campo de tensões axissimétrico, em que a tensão vertical é uma tensão principal igual à tensão geostática;
- A poro pressão, durante o processo de amostragem, pode ser avaliada com ensaios de laboratório apropriados;
- A tensão efetiva isotrópica pode ser medida após amostragem;
- O solo pode conservar as sucções capilares necessárias para manter a tensão referida no item anterior;
- A amostragem e o ensaio podem ser realizados sem alteração do teor de umidade e sem perturbação.

Quase sempre a obtenção de valores de σ_h' em laboratório é realizada com base em ensaios triaxiais diversos. Fonseca (1996) efetuou ensaios do tipo K_0 em uma câmara triaxial *stress-path*, instrumentada com anel radial, em amostras remoldadas e indeformadas. O valor de K_0 obtido nas primeiras foi praticamente constante e igual a 0,41. Já para as amostras indeformadas, os valores variaram com o valor da tensão efetiva média.

Sousa (2002) seguiu a mesma metodologia utilizando um solo saprolítico do granito da região do Maia, em Portugal, obtendo valores muito baixos, se comparados aos solos granulares, nas condições naturais do solo residual (amostras indeformadas sob tensão mais baixas que o limiar elástico), e que se aproximam da previsão de Jaky (1944) na condição granular, quando a estrutura original é destruída por tensões induzidas mais elevadas.

Bishop em 1958, citado em Wroth (1975), e Brooker & Ireland (1965) utilizaram ensaios de consolidação unidimensional, com medida de pressão horizontal, para reproduzir em laboratório a história de tensões de um solo não cimentado, depositado e adensado em condição de deformação radial nula (K_0). Com base em seus resultados, foram efetuados os gráficos: $(\sigma_h' \times \sigma_v')$, $(p' \times q)$, $(\log p' \times \eta - p'/q)$ e $(e \times p')$ – Fig. 6.5.

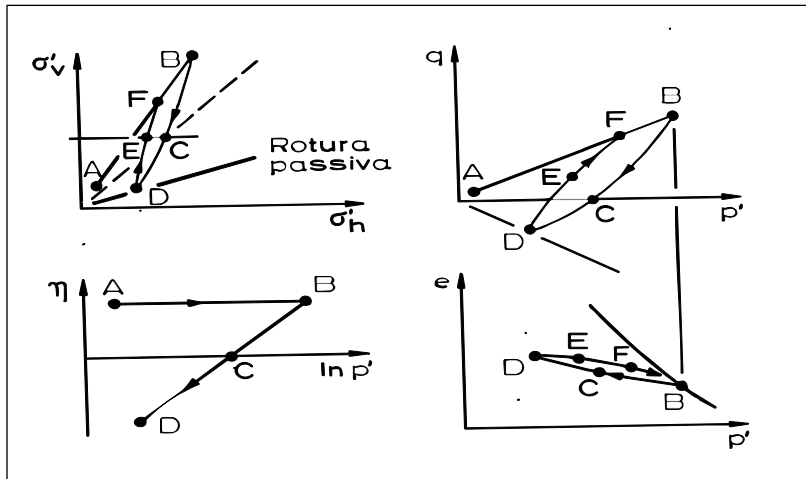


Figura 6.5 – Trajetórias de tensões típicas para solo adensado unidimensionalmente (modificado - Wroth, 1975)

Foram assinaladas três situações: solos normalmente adensados, solos levemente sobreadensados e solos altamente sobreadensados. O ramo AB (Fig. 6.5) assinala o solo normalmente adensado. Segundo Wroth (1975), o valor de K_o se aproxima da tradicional equação de Jaky (1944).

Já o ramo BC (Fig. 6.5) caracteriza o solo levemente sobreadensado, ou seja, $OCR \leq 6$. Neste caso, adota-se a hipótese de linearidade de relação tensões-deformações ou, em outras palavras, são admitidas às relações da elasticidade. Nesta situação, Wroth (1975), ensaiando duas amostras de areias e seis de argilas levemente sobreadensadas, mostrou uma adequada correlação crescente entre o coeficiente de Poisson (ν) e o índice de plasticidade (I_p) (Figura 6.6).

O ramo BCD (Fig. 6.5) corresponde aos solos fortemente sobreadensados. Ensaio amostras do xisto de Bearpaw, Wroth (1975) linearizou esse ramo usando o diagrama $[\log(p'/Pb') \times \eta (=p'/q)]$, conforme Fig. 6.7. O coeficiente angular desse gráfico (m) está diretamente relacionado ao índice de plasticidade (I_p).

Para o ramo DEF (Fig. 6.5), correspondente à primeira reconsolidação da amostra, o valor de σ'_v cresce com pequena variação de σ'_h . Nesse caso, Wroth (1972) afirmou ser bem provável que a relação $K_o = f(OCR, K_o(NC))$ se mantenha linear.

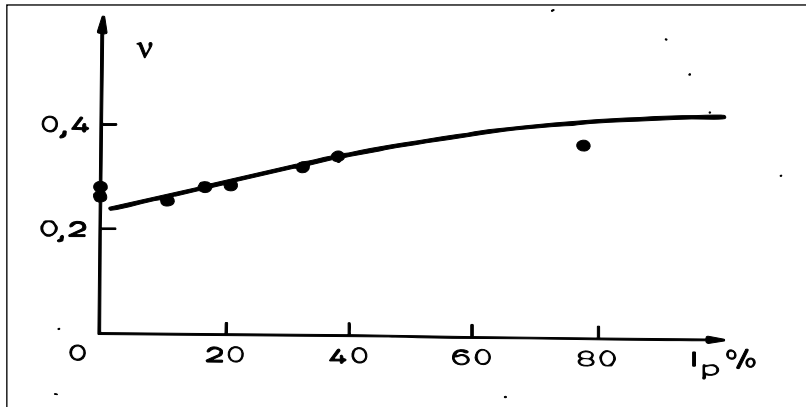


Figura 6.6 – Valores do coeficiente de Poisson (ν) para solos levemente sobreadensados em função do índice de plasticidade (I_p) (modificado - Wroth, 1975)

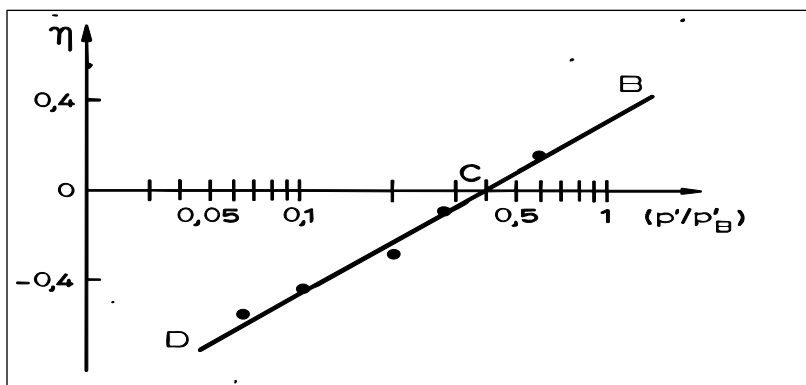


Figura 6.7 – Carregamento unidimensional no xisto de Bearpaw (modificado - Wroth, 1975)

Poulos & Davis (1972) sugeriram um método de avaliação de K_0 por meio de ensaios de consolidação com σ_v' constante. Sabe-se que, se um solo foi adensado de acordo com uma dada história de tensões, existe uma linha de descarregamento (cedência) - Fig. 6.8 - que é função de σ_v' e σ_h' , tal que para valores de σ_v' e σ_h' fora do campo limitado pela linha de descarregamento, as deformações (Δe)= $f(\sigma')$ são superiores às que se verificam no interior do campo para iguais variações das tensões. Conhecendo-se o valor de σ_v' *in situ* para o solo estudado, é possível avaliar o valor de σ_h' sobre a linha de descarregamento.

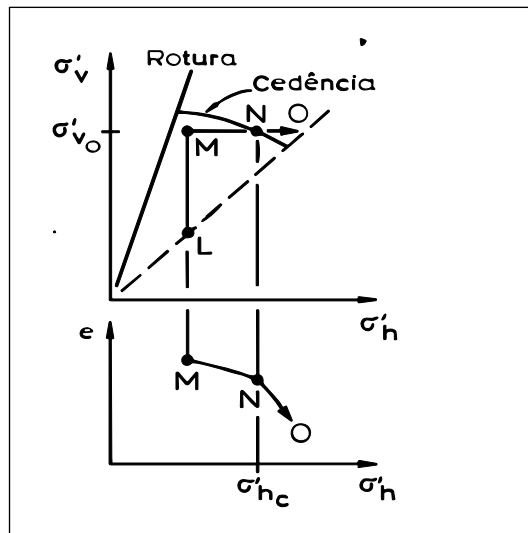


Figura 6.8 – Método de laboratório para determinação de K_0 para solos normalmente adensados (modificado - Poulos & Davis, 1972)

Ainda segundo esses autores, no caso dos solos normalmente adensados, o valor de σ_v' é fácil de ser obtido pelo conhecimento da tensão geostática. Adensada a amostra com a tensão σ_v' geostática e $\sigma_h' = 0,35$ a $0,40 \cdot \sigma_v'$, atinge-se um estado de tensão que não conduz a ruptura, mas em que σ_v' é a tensão de pré-consolidação. Mantendo a tensão vertical constante e aumentando σ_h' por pequenos incrementos, é possível traçar um diagrama ($e \times \sigma_h'$), que sofre pequenos incrementos do índice de vazios para os aumentos de tensão horizontal, enquanto não se atinge a linha de descarregamento. Logo que esta linha é atingida, os incrementos do índice de vazios tornam-se maiores. O diagrama ($e \times \sigma_h'$) acusaria, portanto, a linha de descarregamento (σ_h' horizontal na pré-consolidação, para σ_v' de campo), tal como a conhecida curva de compressibilidade acusa a tensão vertical de pré-consolidação (Fig. 6.8). Porém o diagrama ($e \times \sigma_h'$) só acusaria a tensão σ_h' de campo, se na consolidação for verificado a σ_v' também igual à tensão de campo. E este valor só é conhecido corretamente se:

- O solo for normalmente adensado;
- Não tiver havido qualquer efeito de sobreadensamento por ações outras que não a aplicação de forças;
- Não houver uma consolidação retardada.

Sherif & Ishibashi (1977) relataram experiências em laboratório efetuadas por Massarsch & Broms (1976) em amostras de solo com 17,8 cm de diâmetro e 8,9 cm de altura. Na pesquisa, foram efetuados ensaios em oito tipos de solos argilosos de várias

procedências e comparados a dados de K_0 obtidos em campo, com adequada correlação. Como resultado foi proposta a equação:

$$K_0 = \lambda + \alpha \cdot (OCR - 1) \tag{6.4}$$

Onde os parâmetros λ e α são obtidos a partir do limite de liquidez, conforme mostrado na Fig. 6.9.

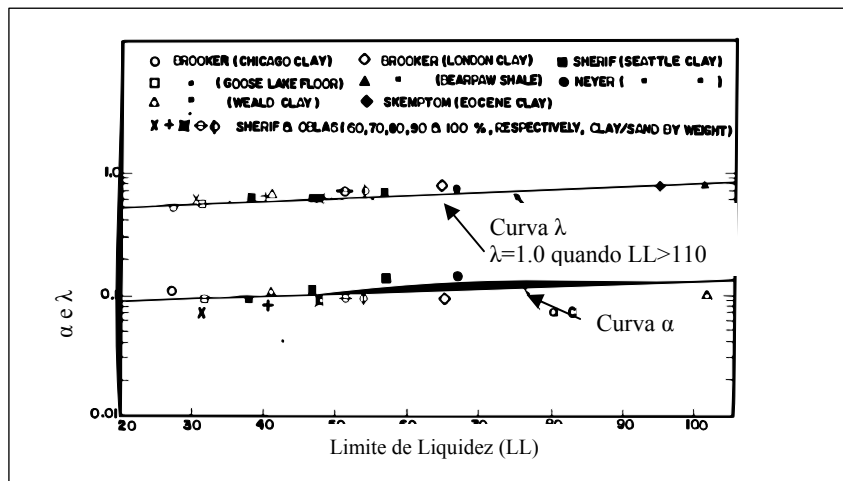


Figura 6.9 – Limite de liquidez em função dos parâmetros λ e α (modificado - Massarsch & Broms em 1976, citado em Sherif & Ishibashi, 1977)

Abdelhamid & Krizek (1976) sugeriram a medição das tensões laterais e pressões neutras de duas argilas compostas basicamente por caulinita, usando um equipamento, conforme mostrado na Fig. 6.10, e compararam com resultados obtidos pelas formulações de Jaky (1944) e Brooker & Ireland (1965). No equipamento são utilizados corpos de prova com 50 cm de altura e apenas 0,6 cm de espessura. O corpo de prova é colocado em uma câmara de adensamento com parede rígida, em cujas laterais são obtidas a pressão lateral e a pressão neutra durante o ensaio. Como conclusão desse trabalho, os autores afirmaram que não ocorreu quase nenhuma diferença entre os resultados obtidos para K_0 nos dois ensaios realizados. Quando comparados com a formulação de Brooker & Ireland

(1965), a diferença foi menor que 5%. Já a equação de Jaky (1944) apresentou valores superiores aos obtidos nos ensaios.

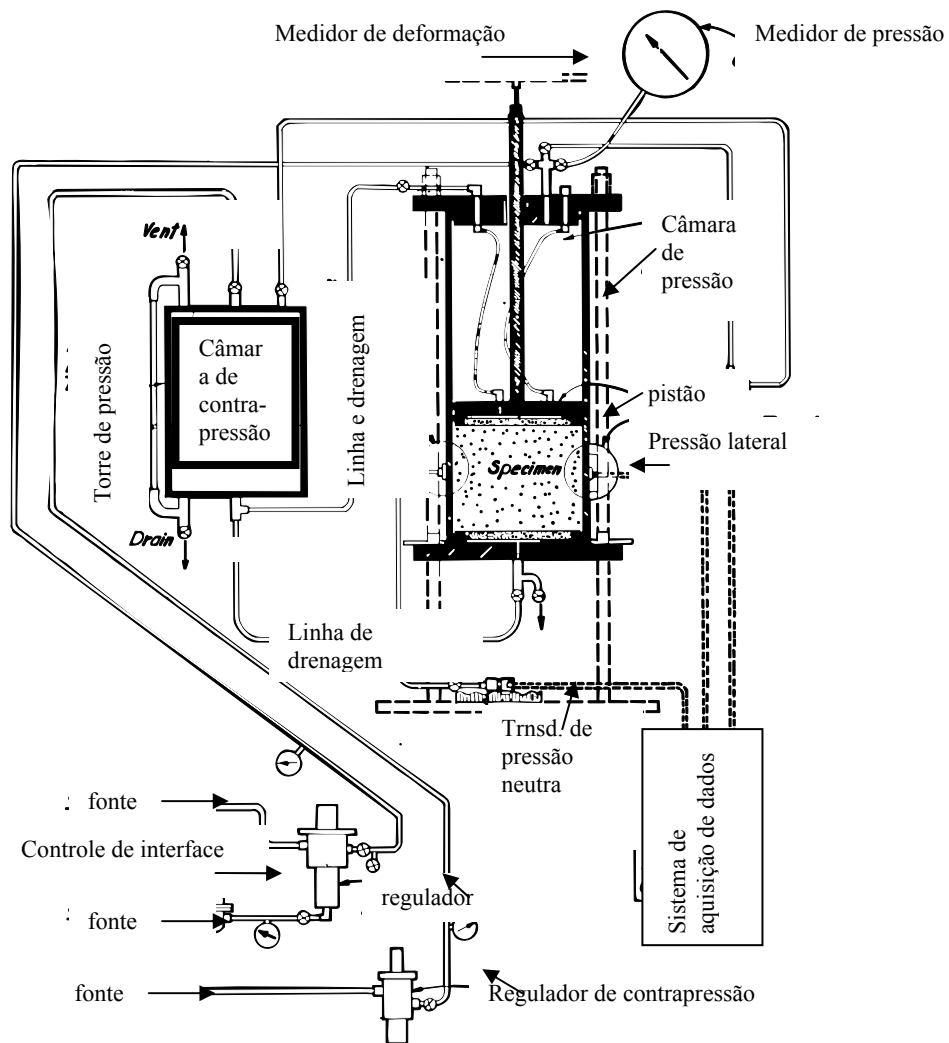


Figura 6.10 – Diagrama esquemático de equipamento de consolidação (modificado - Abdelhamid & Krizek, 1976)

Com um equipamento semelhante, Edil & Dhowian (1981) ensaiaram, inicialmente, duas amostras de solo, sendo a primeira composta de areia (Ottawa Sand) e a segunda composta por argila caolinítica. Os resultados obtidos para o valor de K_0 na amostra de areia apresentaram-se bem próximos aos calculados pela expressão proposta por Jaky (1944). Já para a amostra composta por argila, a expressão proposta por Brooker & Ireland (1965) obteve maior aproximação.

Em uma segunda etapa, Edil & Dhowian (1981) ensaiaram amostras de turfa compostas por material granular amorfo e fibrosa, obtendo valores de K_o , respectivamente, de 0,53 e 0,30. Utilizando esses ensaios, os autores concluíram pela:

- Validade na utilização do equipamento laboratorial na obtenção de valores de K_o , tanto para amostras arenosas, como argilosas, ou até mesmo turfas;
- Necessidade de um tempo para estabilização das deformações, no caso de solos compressíveis e saturados;
- Não linearidade da relação σ_h' e σ_v' (K_o) durante o descarregamento.

A necessidade de um tempo relativamente longo para estabilização das deformações foi corroborada por Andersland (1982), ao realizar ensaios *in situ* com células de pressão associadas aos resultados de piezômetros instalados em turfas. Logo após a instalação do equipamento, o valor de K_o esteve igual a 0,65, no entanto, dez meses após a instalação, o valor de K_o era de apenas 0,30.

De forma a executar ensaios de adensamento, nos quais as deformações laterais sejam controladas, Brooker & Ireland (1965) modificaram o equipamento proposto por Hendron para acomodar uma argila saturada sob aplicação de tensões elevadas (Fig. 6.11).

Um sistema de controle de pressões laterais foi desenvolvido especialmente para manutenção da condição de deformação lateral nula durante espaços de tempo relativamente longos, em que as pressões laterais seriam equalizadas. Após aplicação da tensão axial, as deformações na fina membrana são registradas por transdutores elétricos. Então uma pressão de óleo atrás da membrana mantém a condição de deformação radial nula.

6.4 - FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA DETERMINAÇÃO DE K_o

A utilização de formulações empíricas para determinação de K_o , tem sido uma prática bastante usada no meio técnico, embora todos os autores enfatizem as limitações e as especificidades de cada proposição.

As fórmulas empíricas normalmente associam o valor de K_o aos parâmetros corriqueiros do solo, a exemplo do ângulo de atrito, do índice de vazios e do índice de plasticidade.

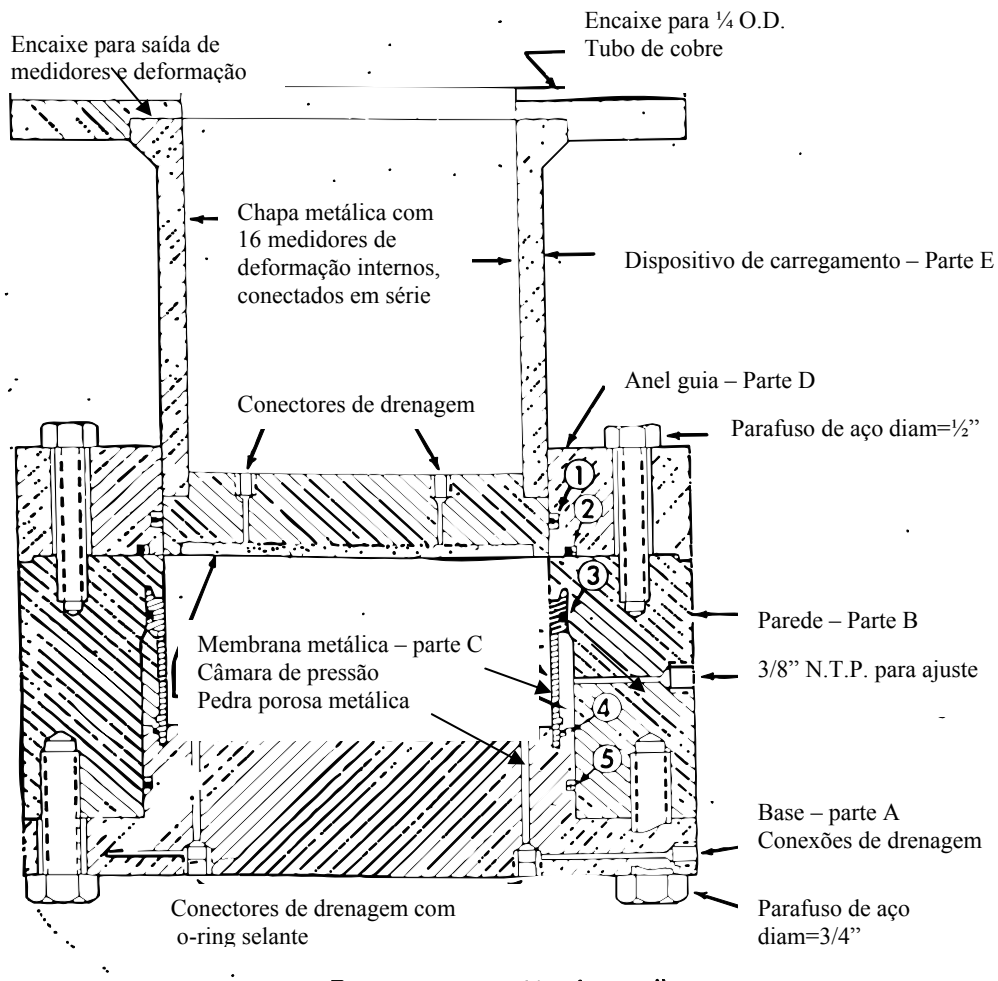


Figura 6.11 – Célula de adensamento com medição de tensão lateral (modificado - Brooker & Ireland, 1965)

Hendron em 1963, citado em Brooker & Ireland (1965), apresentou um interessante estudo com duas areias artificialmente criadas, cujos grãos possuíam formas diferentes. A amostra de areia com grãos arredondados apresentou menor valor de K_0 que a amostra com grãos angulares, embora ambas possuam o mesmo valor de ângulo de atrito interno. Essa comprovação sugere que o ângulo de atrito não é o único fator que interfere no valor de K_0 . Essa comprovação, provavelmente, poderá ser estendida às demais equações que relacionam K_0 com parâmetros do solo.

Na Tab. 6.2 são apresentadas as expressões mais utilizadas, assinalando suas especificidades para o tipo de solo e o parâmetro geotécnico associado.

Tabela 6.2 – Fórmulas empíricas para obtenção de K_o (modificado - Ferreira, 1982).

Parâmetro geotécnico	Referência	Formulação	Limitação
ângulo de atrito	Jaky (1944) - completa	$K_o = \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \text{sen} \phi\right) \cdot \left(\frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}\right)$	Areias adensadas sob pressão geostática
ângulo de atrito	Jaky (1944) - simplificada	$K_o = (1 - \text{sen} \phi)$	Areias adensadas sob pressão geostática
ângulo de atrito	Brooker & Ireland (1965)	$K_o = (0,95 - \text{sen} \phi)$	Argilas normalmente adensadas
ângulo de atrito	Hendron em 1963, citado em Lambe & Whitman (1969)	$K_o = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - 3 \cdot \frac{\sqrt{6}}{8} \cdot \text{sen} \phi}{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} + 3 \cdot \frac{\sqrt{6}}{8} \cdot \text{sen} \phi}$	Areia limpa e granulometria pouco extensa
ângulo de atrito	Wierzbicki, citado em Rymsza (1979)	$K_o = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{3} \right)$	Solos normalmente adensados
Índice de vazios	Fedorov & Malyshev, citado em Rymska (1979)	$K_o = 0,19 + 0,11 \cdot e$	Areias secas
Índice de vazios	Kèdzi (1975)	$K_o = 0,04 + 0,75 \cdot e$	Areias secas
Índice de plasticidade	Alpan em 1967, citado em Lambe & Whitman (1969)	$K_o = 0,19 + 0,233 \cdot \log I_p$	Argilas normalmente adensadas
Índice de plasticidade	Massarsch (1979)	$K_o = 0,44 + 0,42 \cdot \frac{I_p}{100}$	Argilas normalmente adensadas
Índice de plasticidade	Flavigny (1979)	$K_o = 0,42 + 0,004 \cdot I_p$	Argilas remoldadas de solos não sensíveis
Índice de plasticidade	Brooker & Ireland (1965)	$K_o = 0,4 + 0,333 \cdot \frac{I_p}{100}$	Argilas normalmente adensadas

6.5 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO EM SOLOS RESIDUAIS

Os solos residuais se caracterizam pela sua heterogeneidade, resultado direto da heterogeneidade da rocha mãe. Essa particularidade, em alguns casos, torna difícil a determinação de suas propriedades geotécnicas por meio de ensaios de laboratório, devido à dificuldade de obtenção de amostras semelhantes do mesmo solo. Em adição, outra forte característica é a anisotropia de comportamento, particularmente para estratos menos evoluídos.

Alguns autores alertam para a dificuldade - ou até mesmo impossibilidade - de determinação de tensões horizontais *in situ* em ensaios laboratoriais, uma vez que o estado de tensões do solo depende do estado de tensões na própria rocha que lhe deu origem e do seu processo evolutivo (ABMS/ABEF, 1996).

Durante o processo de intemperização, a cimentação das partículas é eliminada e essas passam a se comportar individualmente. ABMS/ABEF (1996) assinalou que, com a lixiviação, as partículas passam a ocupar espaços disponíveis, em um processo semelhante ao cisalhamento, ficando com um arranjo correspondente ao equilíbrio ativo (K_a).

Por outro lado, o processo de decomposição da rocha poderá liberar minerais expansivos. A expansão provoca dilatação na direção vertical, mas, na direção horizontal, ela é impedida. Esse processo pode crescer até algo próximo ao equilíbrio passivo, com correspondente coeficiente de empuxo passivo (K_p).

Aos dois fatores acima descritos, soma-se o fato de que, tanto por efeito das tensões previamente existentes na rocha, como por efeito de grandes movimentações de massas posteriores, as tensões horizontais podem ser diferentes, conforme a direção considerada. Seguindo esse raciocínio, apenas ensaios realizados *in situ* em várias direções poderiam estabelecer o comportamento das tensões horizontais.

Segundo Fonseca & Sousa (2002), as propostas para associação de valores de K_0 com parâmetros geotécnicos devem ser encaradas com muita restrição, quando se trata de solos residuais, já que não é de se esperar que alguns desses parâmetros-índice sejam fatores comportamentais determinantes, uma vez que não estão associados à gênese desses geomateriais. Vaughan & Kwan (1984) forneceram, como exemplo, o grau de sobreadensamento (OCR) que não tem, em solos residuais, o mesmo significado que o atribuído em solos sedimentares. Nos solos residuais, o estado de tensões *in situ* e as características geomecânicas são dependentes dos fenômenos geoquímicos que caracterizam o processo de intemperismo. Desta forma, os valores relacionados com essas duas grandezas serão mais determinados pela fábrica e estrutura do que pela história de tensões.

Vaughan & Kwan (1984) concluíram que o processo de alteração, traduzido por uma redução do peso específico do material, do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson, modifica, progressivamente, o estado de tensões instalado no maciço. Para valores da rigidez inferiores a 0,01, a influência das tensões iniciais da rocha-mãe torna-se negligenciável, e as tensões instaladas no maciço de solo passam a depender unicamente das forças gravitacionais, podendo o K_0 ser definido pela condição de serem nulas as extensões horizontais, condição esta que em um meio elástico é traduzida:

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E'} \cdot (\sigma_h' - \nu' \cdot \sigma_h' - \nu' \cdot \sigma_v') = 0 \rightarrow K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \quad (6.5)$$

Onde ν' é o coeficiente de Poisson

Na Tab. 6.3 são indicados os valores de K_0 diferentes coeficientes de Poisson. Atribuindo-se o valor de $\nu'=0,3$, usual em solos homogêneos, corresponde $K_0=0,4286$. No entanto, em caso de solos fortemente sobreadensados, cuja medida de $K_0 > 1$ apresenta valores calculados de $\nu' > 0,5$ e são dilatantes quando cisalhados. Embora K_0 diga respeito ao regime elástico, a expressão apresentada torna-se ilógica para solos fortemente sobreadensados.

Ensaio realizados por Fonseca & Sousa (2002), no maciço granítico intemperizado aos redores da cidade do Porto, Portugal, indicaram que, nos solos saprolíticos, os valores do coeficiente de Poisson baixos acarretaram também baixos valores para K_0 . Para camadas de solos superiores, mais intemperizadas, o valor de K_0 oscilou entre 0,35 e 0,50.

Tabela 6.3 - Valores de K_0 em função do coeficiente de Poisson, segundo a Eq. 6.5

ν'	K_0
0,20	0,25
0,25	0,33
0,30	0,42
0,35	0,53
0,40	0,66
0,45	0,81
0,50	1,00

No caso do processo de alteração ser acompanhado com a erosão das camadas mais superficiais, o que é bem comum nos solos residuais, o valor do K_o tende a ser superior às medidas indicadas por Vaughan & Kwan, (1984), principalmente junto à superfície do terreno.

Na realidade, a utilização da Eq. 6.5 para determinação de K_o tem muito pouco interesse prático, pois sua aplicação depende:

- Da validade da teoria da elasticidade;
- Do tipo de solo (propriedades plásticas);
- Do ângulo de atrito interno;
- Do índice de vazios;
- Da razão de sobreadensamento (OCR);
- Do grau de deformação considerado (grau de dilatância do solo);
- Da história de tensões.

Segundo Ferreira (1982), em solos sobreadensados, o valor de K_o poderá ser bem superior à unidade. A Fig. 6.12 mostra a variação de K_o com a profundidade. Para solos normalmente adensados, K_o assume o valor de 0,4, contudo, para solos sobreadensados, o valor de K_o poderá atingir 3,0.

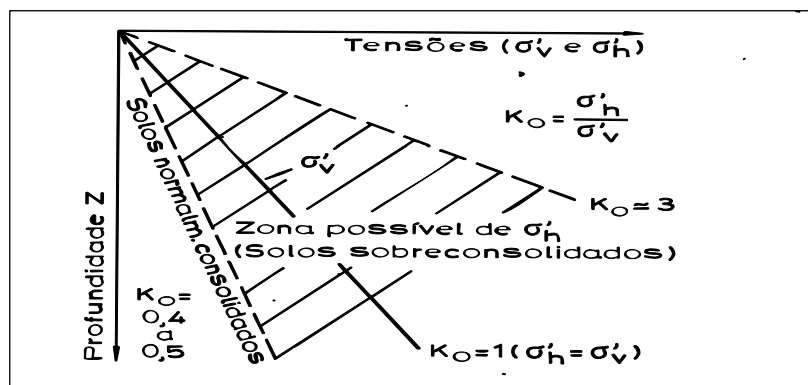


Figura 6.12 – Tensões geostáticas (maciço semi-indefinido de superfície livre horizontal) (modificado - Lambe & Whitman, 1969)

Brooker & Ireland (1965) demonstraram que a influência do índice de plasticidade no valor de K_o depende da razão de sobreadensamento (OCR) (Fig. 6.13).

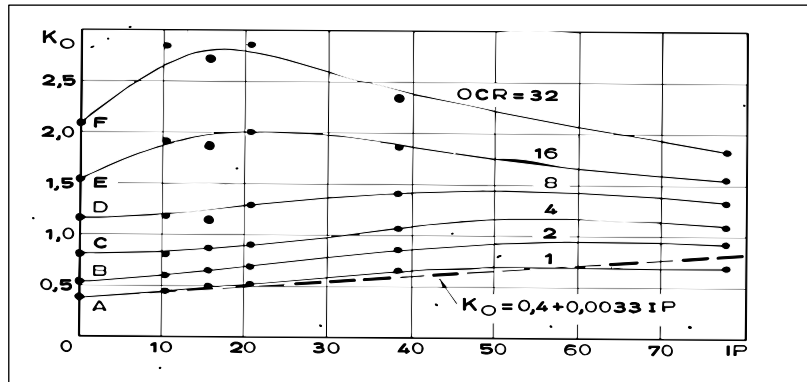


Figura 6.13 – K_0 função de OCR e IP (modificado - Brooker & Ireland, 1965)

Como pode ser visto na figura, a influencia do OCR é tão maior quanto menor é o índice de plasticidade. O número máximo que o K_0 pode alcançar é o valor do coeficiente de empuxo passivo (K_p) que depende dos parâmetros de tensões efetivas do solo em questão. O valor de K_0 cresce com o OCR e deverá tornar-se assintótico com a curva que representa o coeficiente de empuxo passivo (K_p).

Vários autores propõem a correção do valor de K_0 para argilas normalmente adensadas, multiplicando-o por um fator que depende diretamente da razão de sobreadensamento (OCR), de forma a obter o valor de K_0 para argilas sobreadensadas.

Na Tab. 6.4 são apresentadas diversas proposições para correção do K_0 de argilas sobreadensadas – $K_0(OC)$, com base em resultados na mesma argila, porém, normalmente adensadas – $K_0(NC)$.

Ferreira (1982) apresentou ainda propostas de vários autores para o coeficiente m , da equação de Ladd et al. (1979). Os valores do coeficiente m variavam de 0,3 a 0,6.

Porém Wroth (1975) acrescentou que o valor de K_0 é altamente dependente da história de tensões. Desta forma, todas essas correções só serão válidas para o primeiro descarregamento, uma vez que o valor de K_0 apresenta histeresis. Utilizando ensaios laboratoriais com duas amostras de areias e seis de argilas levemente sobre adensadas, concluiu que para $OCR < 5$ o valor de K_0 ficava próximo da unidade.

Tabela 6.4 – Correção para valores de K_o de argilas sobreadensadas – $K_o(OC)$.

Referência	Formulação	Limitação
Schmidt em 1969, citado em Flavigny (1979)	$K_o(OC) = K_o(NC).(OCR)^h$ Onde : $h = 1 - K_o(NC)$	grande dispersão para h (entre 0,3 a 0,6)
Massarsch (1979)	$K_o(OC) = K_o(NC).(OCR)^m$	m constante entre 0,4 e 0,5
Winter & Rodriguez (1975)	$K_o(OC) = K_o(NC).(OCR)^{0,5}$	Argilas
Schmertmann (1975)	$K_o(OC) = K_o(NC).(OCR)^{0,42}$	areias
Ladd et al. em 1979, citado em Ferreira (1982)	$K_o(OC) = K_o(NC).(OCR)^m$	$m=0,3$ (se $I_p=100$) e $m=0,55$ (se $I_p=0$)
Wroth (1975)	$K_o(OC) = OCR.K_o(NC) - \frac{v}{1-v}.(OCR - 1)$	Areias e argilas levemente sobreadensadas
Mayne & Kulhawy em 1982, citado em Schnaid (2000)	$K_o(OC) = K_o(NC).(OCR)^{sen\phi'}$	Argilas moles

Por outro lado, Wroth (1975) assinalou que o valor de K_o não varia de forma linear com a profundidade em solos sobreadensados, e, sim, cresce desde a superfície até uma profundidade de 0,5 a 1,5 m, e depois se mantém, ou até mesmo, decresce ligeiramente (Fig. 6.14). Segundo o autor, várias razões explicariam esse fato, entre elas, a erosão das camadas mais superficiais, que elevaria o OCR destas camadas.

Bjerrum em 1967, citado em Ferreira (1982), assinalou a influência do fenômeno da consolidação secundária que faz variar o valor do índice de vazios (e), mantendo-se σ_v' e σ_h' constantes. Concluiu que a consolidação secundária ocorre devido a ações geológicas diversas, pressões capilaridades, ação da vegetação, ciclos de secagem e umedecimento, variação do nível d'água, entre outros fatores.

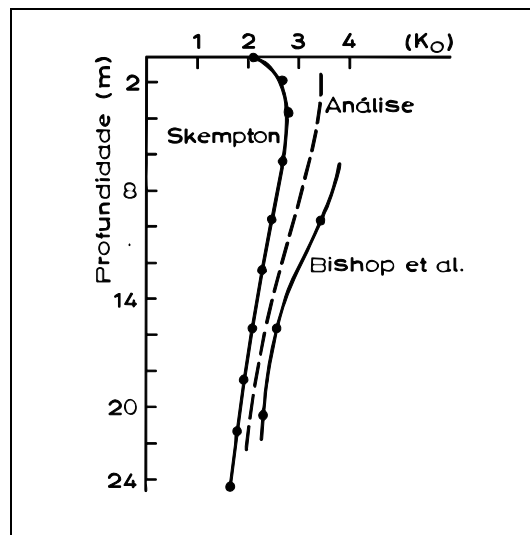


Figura 6.14 – Perfil de K_0 (Burland em 1973, citado em Wroth, 1975)

6.6 - INFLUÊNCIA DE OBRAS DE CONTENÇÃO SOBRE O VALOR DE K_0

A realização de um emboque de túnel frequentemente envolve uma estrutura auxiliar de contenção. Usualmente, tal estrutura é executada antes da elaboração do emboque. A presença da contenção, com rigidez diferente daquela do terreno original, gera deslocamentos positivos ou negativos, que alteram o carregamento e as condições originais do solo. Baseado na teoria clássica de Terzaghi (1943), os carregamentos estão intimamente associados aos deslocamentos (Fig. 6.15).

Desta forma, é natural pensar que até uma determinada distância da estrutura de contenção realizada, não mais existe a condição natural do solo. O valor de K_0 , por exemplo, seria alterado representando um novo valor K , que deveria ser considerado no projeto do túnel.

Por outro lado, enquanto se estiver distante dos estados limites de ruptura, sejam ativo ou passivo, as tensões geradas pela escavação de um túnel dependem muito do valor inicial de K_0 . O problema será prever as alterações no valor de K_0 devido à presença da contenção, e até que distância da estrutura haverá influencia dos deslocamentos sobre este valor.

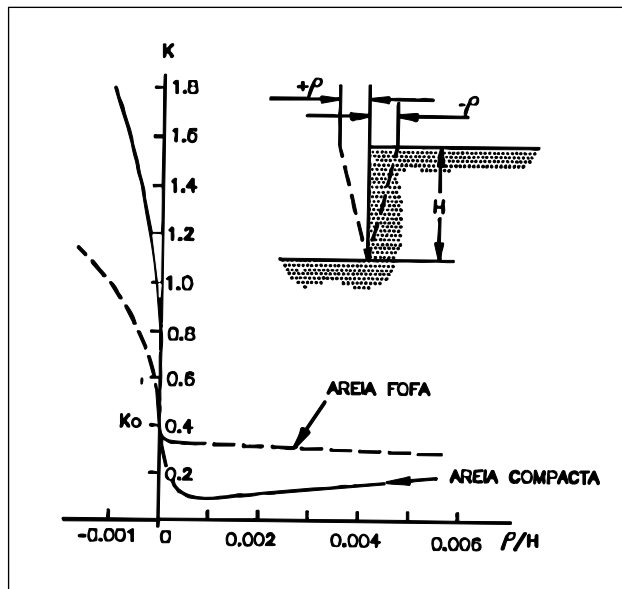


Figura 6.15 – Coeficiente de empuxo lateral X deslocamentos (modificado – Terzaghi em 1943, citado em ABMS/ABEF, 1996)

Duncan & Mokwa (2001) ressaltaram que o desenvolvimento do estado passivo depende da quantidade e da direção do movimento, da resistência e da rigidez do solo e da contenção, do atrito e/ou adesão entre o solo e a contenção e da forma da contenção. Essa afirmação poderá ser também utilizada para o desenvolvimento da condição ativa.

Para determinar a influência dos deslocamentos despertados pela contenção sobre o valor de K_0 , é necessário dividir as teorias que se referem ao estado limite em dois grupos (ABMS/ABEF, 1996): o primeiro, formado pelas teorias que focalizam o estado limite de ruptura correspondente a condições de colapso, e o segundo, relacionadas àquelas que focalizam as condições limites de utilização e que dependem, portanto, da magnitude dos deslocamentos associados.

O primeiro grupo engloba idéias aplicáveis a estruturas que satisfazem condições de deformações mínimas (CDM) exigíveis ao desenvolvimento completo de estados passivos ou ativos. As deformações mínimas necessárias à mobilização desses estados limites de plastificação estão indicadas na Tab. 6.5. São teorias que possibilitam o cálculo dos empuxos laterais de solo sobre as estruturas de contenção, e que adotam a hipótese de que o terreno esteja em condições de ruptura, ou seja, em condição de equilíbrio plástico. Exemplos clássicos desse grupo são as teorias de Rankine e Coulomb.

Ainda de acordo ABMS/ABEF (1996), o segundo grupo de teorias é aplicável a estruturas que não satisfazem condições de deformações mínimas (NCDM), envolvendo, portanto, plastificação parcial do solo (regime elastoplástico).

Tabela 6.5 – Deformações mínimas para mobilização de estados plásticos (modificado Wu em 1975, citado em ABMS/ABEF, 1996)

Solo	Estado	Movimento	(δ/H) mínimo %
Areia	Ativo	translação	0,1
		rotação no pé	0,1
	Passivo	translação	5,0
		rotação no pé	> 10,0
Argila	Ativo	translação	0,4
		rotação no pé	0,4

Em princípio, muros de peso em geral (pedra argamassada, gabião, contrafortes, de flexão e outros), assentes em fundações diretas relativamente superficiais, atendem às CDM, logo deformações devem conduzir o valor de K_0 para algo muito próximo ao valor do coeficiente de empuxo ativo (K_a). No entanto, muros de gravidade sob atirantamento ativo ou sob fundações profundas (tubulões e estacas), em tese, não atendem às CDM, logo não é razoável uma redução sensível no valor de K_0 original.

Também não atendem às CDM, as cortinas protendidas flexíveis ou rígidas. As deformações para atingir o estado limite passivo são muito maiores que as necessárias para atingir o limite ativo. Desta forma, não é razoável admitir uma elevação do valor de K_0 para algo próximo ao coeficiente de empuxo passivo (K_p). No entanto, não existem conclusões definitivas quanto a como a deformação destas estruturas afeta o valor de K_0 .

É importante considerar, também, a incompatibilidade entre as cargas calculadas com a hipótese de deslocamentos grandes, isto é, superiores ao mínimo para assegurar um estado plástico no solo, e a pequena magnitude dos deslocamentos reais da estrutura, quando se introduz um fator de segurança (FS).

Baseado nos estudos empíricos de Peck (1969) e Clough & O'Rourke (1990), ABMS/ABEF (1996) apresentou na Fig. 6.16 dados de deslocamentos verticais e horizontais máximos observados em contenções de escavações verticais, em função da qualidade da execução. Nota-se que os deslocamentos máximos são diretamente proporcionais à altura de escavação (H) e ocorrem em pontos distintos, dependendo do tipo de solo e do escoramento.

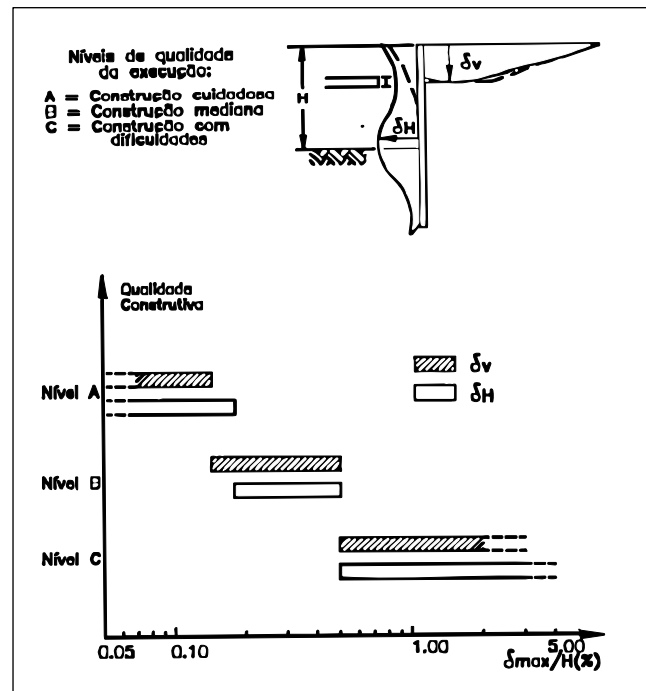


Figura 6.16 – Deslocamentos verticais e horizontais máximos em escavações escoradas (ABMS/ABEF, 1996)

Ainda Clough & O'Rourke em 1990, citado em ABMS/ABEF (1996), propuseram na Fig. 6.17 envoltórias de recalques empíricas para deslocamentos de curto prazo em solos distintos.

Como pode ser observado, as deformações podem ser presenciadas até a distância de três vezes a altura da contenção para argilas rijas. Desta forma, pode-se ter uma idéia, embora com algumas aproximações, da distância que podem alcançar as deformações induzidas pela contenção, e conseqüentemente, a possibilidade de alteração do valor de K_0 original do solo.

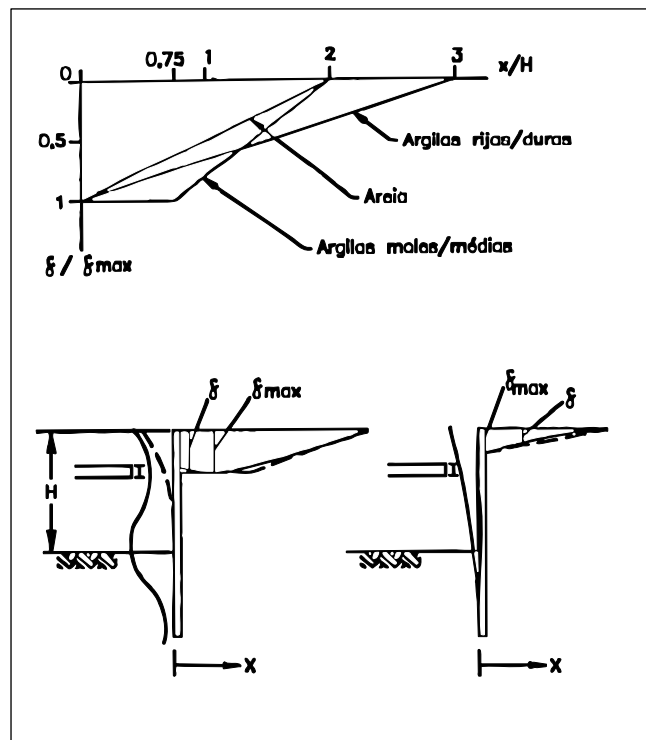


Figura 6.17 – Distribuição de deslocamentos verticais junto a escavações escoradas (ABMS/ABEF, 1996)

Assinala-se ainda o deslocamento de longo prazo, associado à drenagem e ao adensamento. Esta não é, contudo, uma parcela significativa para os solos residuais. Seria mais proeminente em solos aluvionares saturados, orgânicos e compressíveis.

Para a previsão da distribuição das pressões laterais sobre as estruturas de arrimo, e conseqüentemente da distribuição do coeficiente de empuxo ao longo da altura da contenção, normalmente utilizam-se propostas consagradas na literatura, a exemplo das teorias de Coulomb, Terzaghi e Rankine. O problema é que todas elas consideram a distribuição linear da pressão lateral sobre a contenção. Entretanto, resultados obtidos em obras instrumentadas têm mostrado distribuições completamente diferentes, onde o centro de maior pressão ocorre na meia altura ou, até mesmo, na parte superior das estruturas. Essa observação indica que essas medidas estão diretamente relacionadas com as deformações sofridas pela estrutura (Gaioto, 1979).

Um caso típico é a construção de cortinas atirantadas ou escoradas executadas pelo método convencional descendente. Quando a primeira linha de tirante é instalada, a altura escavada é muito pequena, por isso não são verificados deslocamentos sensíveis. Durante a escavação para instalação da segunda linha superior de tirantes, a primeira já absorve parte das deformações, enquanto que, na altura da segunda, deformações ativas

são verificadas antes da sua instalação, e deformações contrárias após sua instalação e protensão (ou colocação da linha de estronca).

Essa complexidade de deformações provoca um arqueamento do gráfico de tensões laterais, tanto na condição passiva, como na condição ativa. Na Fig. 6.18 são apresentadas distribuições das tensões horizontais ao longo da altura da contenção, para as condições (a) ativa e (b) passiva, considerando a deformação máxima na parte inferior desta estrutura.

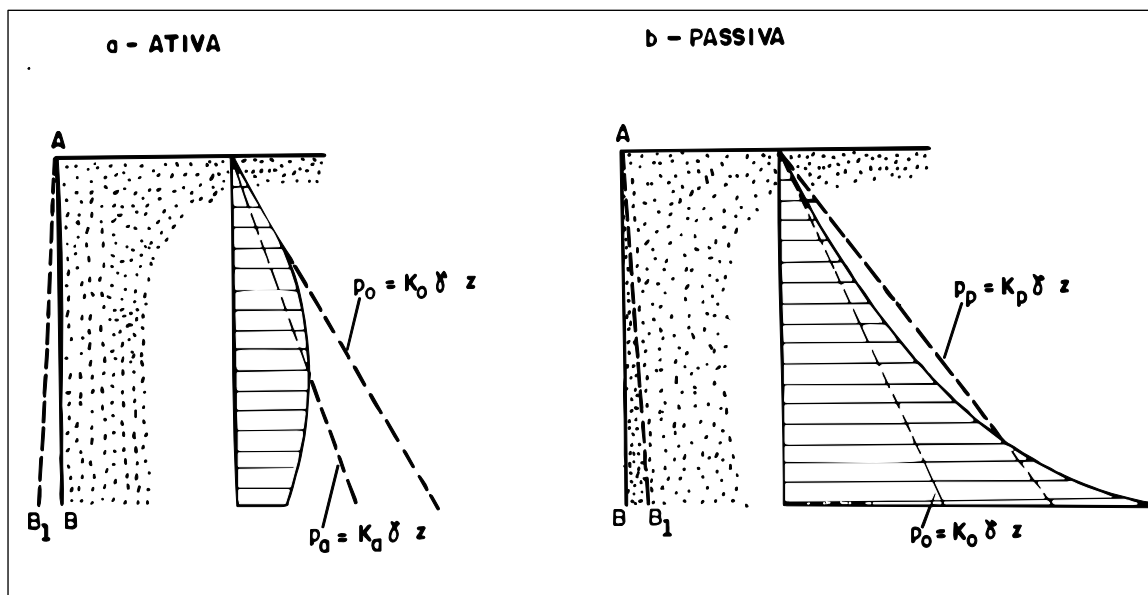


Figura 6.18 – Distribuição das pressões laterais resultantes de deformações máximas na base da contenção (Gaioto, 1979)

Narain et al. em 1969, citado em Fang et al. (2002), apresentaram um trabalho experimental com aterros arenosos nas condições densa e fofa, e concluíram que as deformações na contenção necessárias para atingir o estado passivo seriam maiores que 8,9 e 6,8% da altura da contenção, respectivamente para os estados fofo e denso.

Fang et al. (2002) executaram ensaios por meio de um sistema de macacos hidráulicos que aplicavam um deslocamento sobre uma caixa de areia em três densidades relativas diferentes: 38, 63 e 80%. A aplicação dos deslocamentos era feita com a utilização de chapa de aço rígida. Os valores das tensões laterais foram medidos e comparados aos obtidos pelas teorias clássicas de Rankine, Terzaghi e Coulomb. Para o solo fofo, a condição passiva foi alcançada com deformação da ordem de 17% da altura da

contenção. Nesse caso as teorias de Coulomb e Terzaghi apresentaram aproximações adequadas, no entanto, a teoria de Rankine subestimou as tensões horizontais. Para a amostra mais densa do aterro em areia, a distribuição das tensões laterais não se mostrou linear, fazendo com que os valores encontrados fossem muito menores do que os previstos pelas tradicionais teorias. Por outro lado, o crescimento da deformação da contenção em direção do aterro fez com que as tensões laterais se elevassem até a deformação de 3%. Depois pico, as tensões são reduzidas, alcançando o estado passivo após a deformação de 12% da altura da contenção.

6.6.1 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A Fig. 6.19 exhibe a localização dos dois pontos de ensaios designados como poços 01 e 02. O ponto de ensaio designado por poço 01 está localizado fora da área de influência das contenções. Foi executado na base do talude existente sobre o emboque do túnel. O ponto de ensaio designado como poço 02 estava situado a 10 m a montante da cortina de contenção do Convento da Lapa. Durante a execução da escavação do poço 02 foram interceptados dois tirantes da cortina, com já assinalado no Capítulo 4.

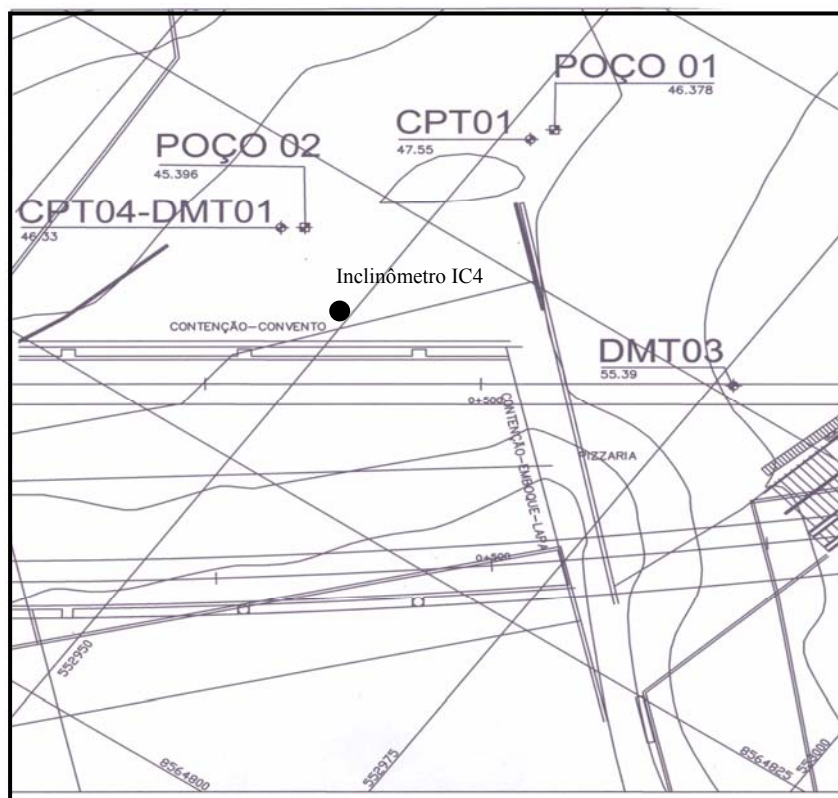


Figura 6.19 – Localização dos poços 1 e 2, DMT01 e inclinômetro IC4

Nos pontos de ensaios foram realizados ensaios dilatométricos (DMT), de tal forma que a lâmina dilatométrica ficasse paralela à contenção e com o movimento de expansão da membrana flexível orientado perpendicularmente à cortina e ensaios de penetração estática (CPT). Em adição, foram escavados poços com coletas de amostras indeformadas e obtidos valores de K por meio de ensaios de laboratório com o uso da célula K_0 -UFBA, visando observar a influência dos deslocamentos da contenção sobre o parâmetro K_0 .

Visando constatar as direções e valores dos movimentos existentes na contenção do Convento da Lapa, foi implantado o inclinômetro IC4 no tardo da contenção (vide Fig. 6.19).

Nas Figs. 6.20 e 6.21 são mostrados, respectivamente, os deslocamentos paralelos e perpendiculares a contenção do Convento, obtidos no inclinômetro IC4.

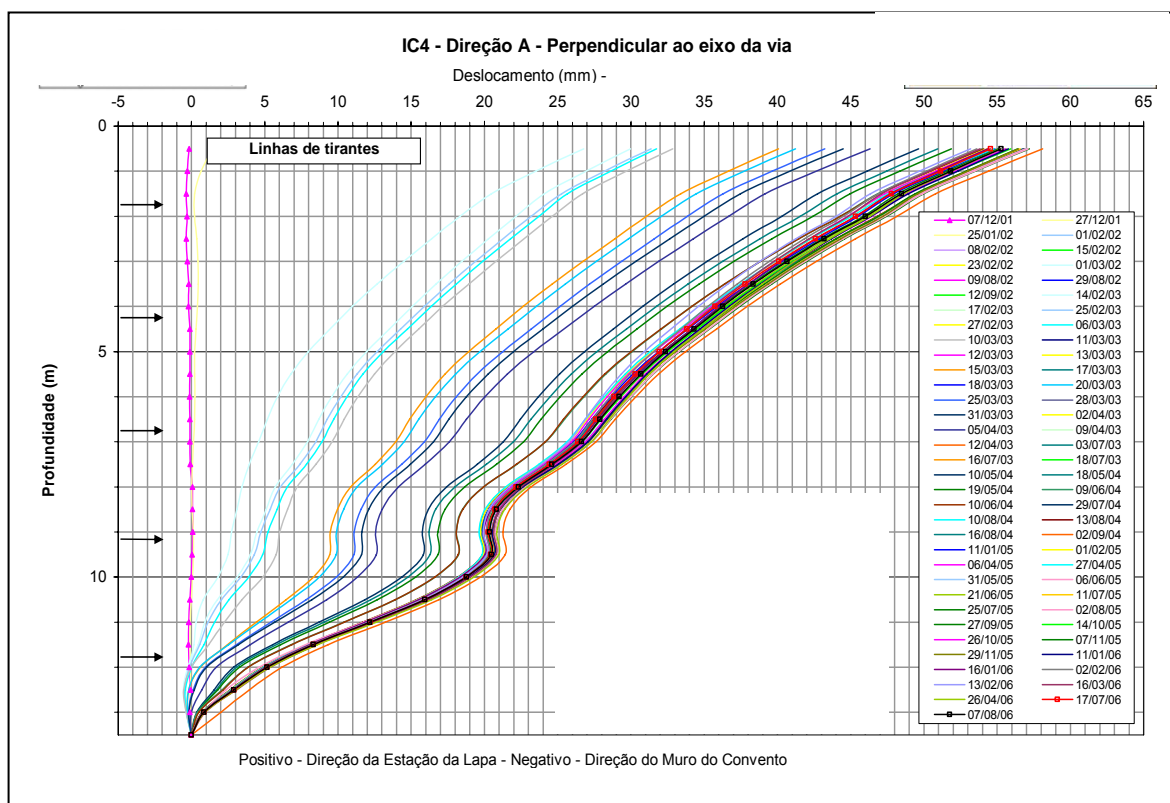


Figura 6.20 – Inclinômetro IC4: deformação perpendicular à contenção (modificado - Metrosal, 2002)

É possível observar que existe um forte movimento na direção contrária ao solo (movimento ativo), assim como na direção paralela à contenção. A rotação no pé da

contenção (δ/H) foi de cerca de 0,41%, portanto suficiente, segundo Wu em 1975, citado em ABMS/ABEF (1996), (vide Tab. 6.5), para atingir o estado plástico ativo.

A razão entre a distância do poço 2 até a contenção e a altura desta é de 0,76. Segundo ABMS/ABEF (1996) para esta relação, em argilas rijas, a profundidade afetada pelas deformações da cortina é de 0,63 de sua altura, ou seja, 8,1 m. Essa profundidade é superior a altura total do poço 02, que é de apenas 7,5 m, confirmando que toda a extensão deste poço de inspeção foi afetado pela presença da contenção.

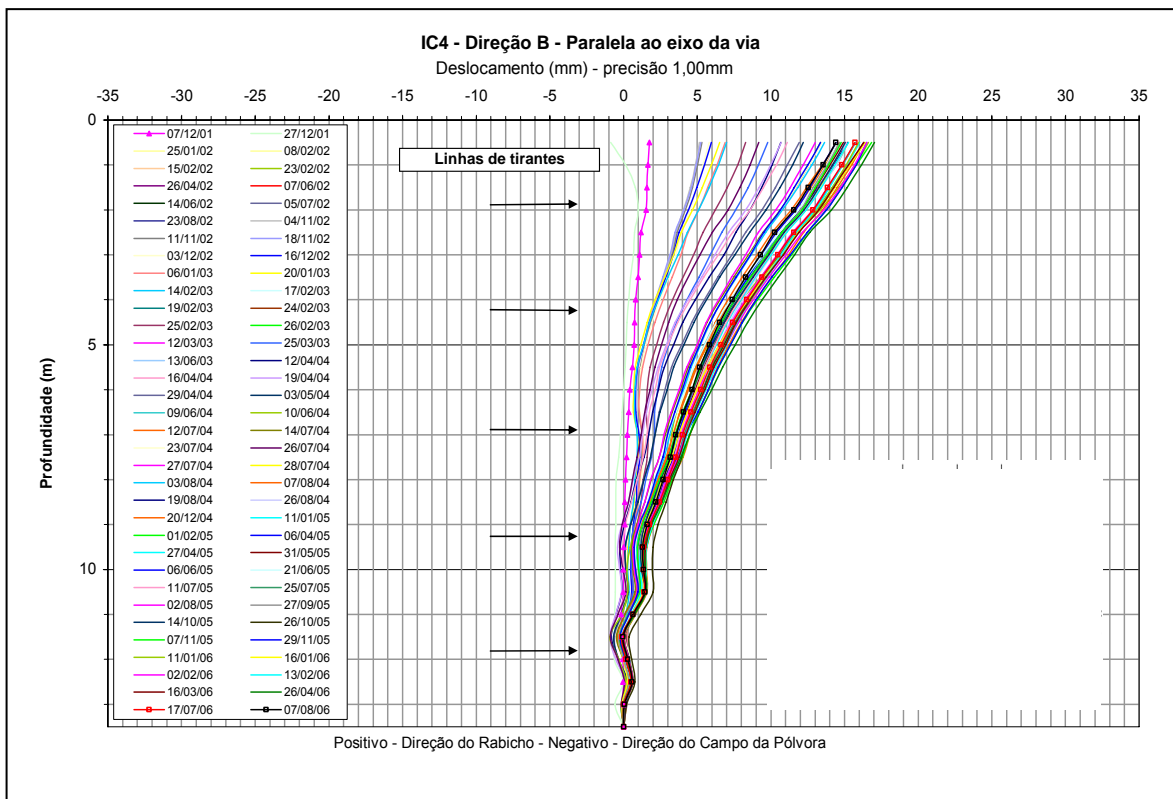
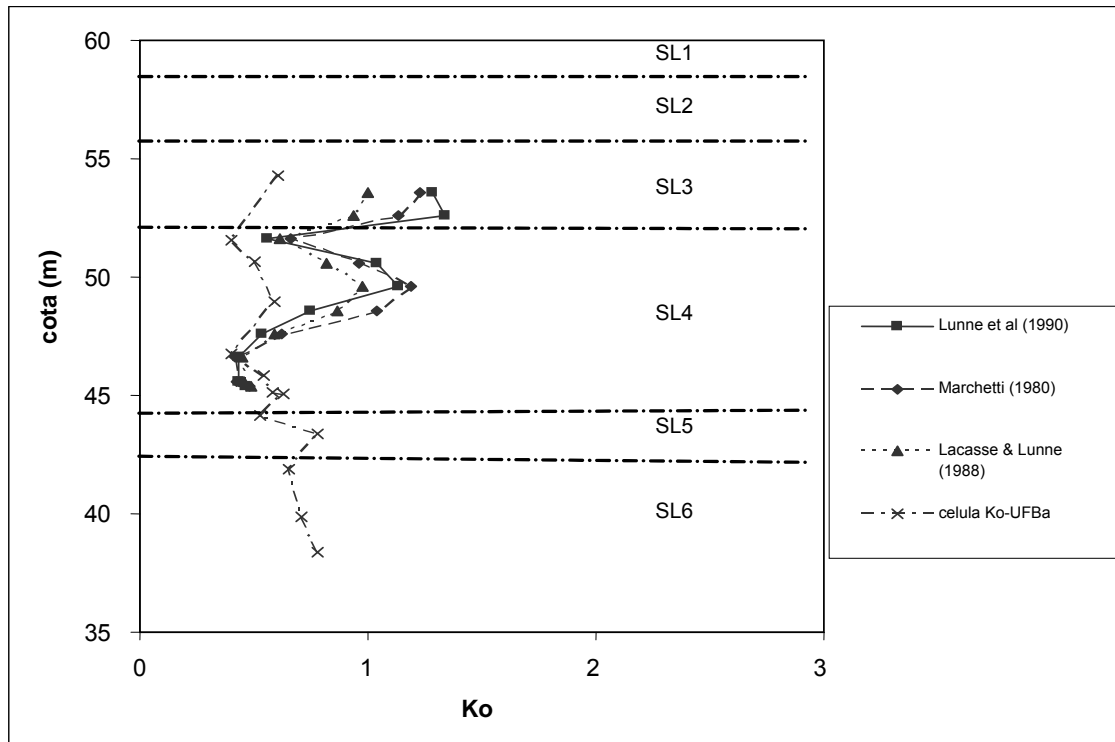


Figura 6.21 – Inclinômetro IC4: deformação paralela à contenção (modificado - Metrosal, 2002)

A Fig. 6.22 mostra os resultados dos ensaios de campo (DMT03) e laboratório (Célula K_0 -UFBa) obtidos no local designado como poço 01 para o parâmetro K_0 .

Os resultados apresentaram o mesmo comportamento de redução do valor de K_0 com a profundidade, tal como ressaltado por Wroth (1972). Segundo o autor, a redução seria consequência da erosão das camadas mais superficiais, que elevaria o OCR destas camadas. Para camadas menos intemperizadas, abaixo da cota 45 m, a história de tensões da rocha mãe ainda influencia o valor de K_0 , de tal forma que seria natural uma pequena elevação neste parâmetro.

No entanto, o mesmo comportamento não é observado para o local designado como poço 02. As Figs. 6.23 e 6.24 exibem os valores de K_0 e OCR, respectivamente, obtidos com a célula K_0 -UFBa e ensaios de campo (DMT01), para as amostras obtidas no poço 02, onde se observa uma variação errática.



Legenda: SL1-aterro; SL2-silte Arenoso vermelho; SL3-silte argiloso; SL4-silte arenoso c/ pedregulhos (saprólito); SL5-silte arenoso c/ fragmentos de rocha alterada; SL6-RAD/RAM

Figura 6.22 - Distribuição dos valores de K_0 em função do perfil de solo – DMT03 e Célula K_0 -UFBa (poço 01)

Com base no movimento observado no inclinômetro IC4, esperava-se um distribuição regular dos valores do coeficiente de empuxo (K) obtidos no poço 02 com a profundidade.

A diferença encontrada para os valores deve-se à presença dos tirantes. As proposições apresentadas na literatura não consideram, em caso de cortinas atirantadas e protendidas, o efeito individual dos tirantes. A protensão dos tirantes associada à movimentação da contenção provoca uma complexidade no movimento que afetam profundamente os valores do coeficiente de empuxo.

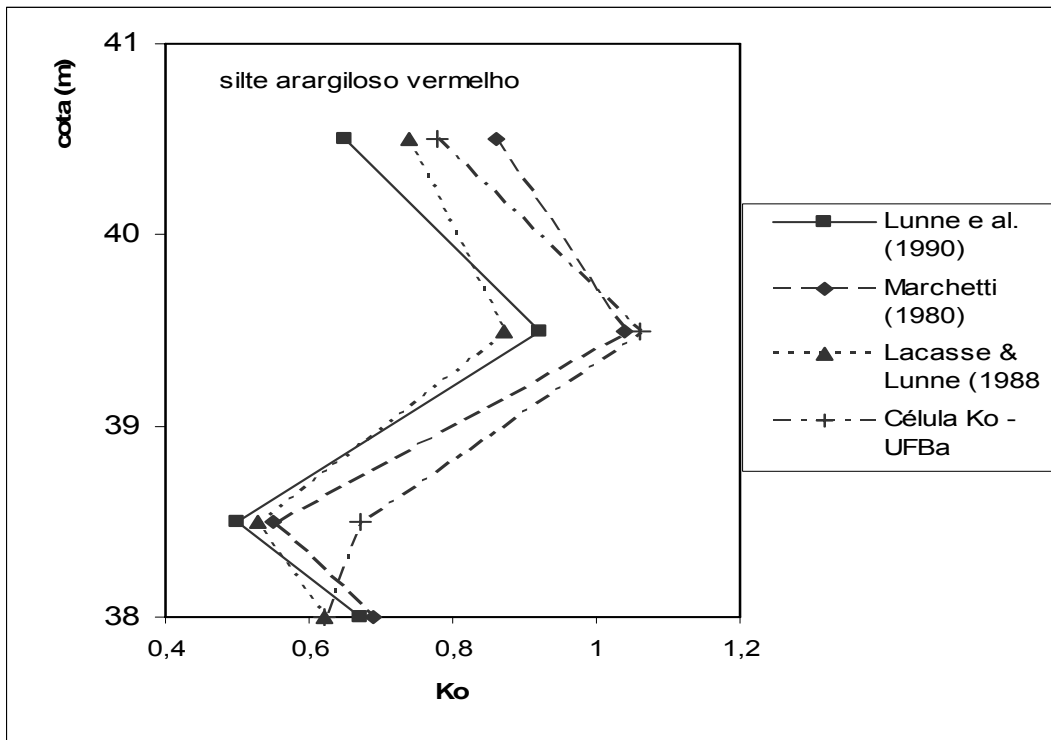


Figura 6.23 – Valores de K_0 obtidos com célula K_0 -UFBa e ensaios de campo (DMT01) – Poço 02

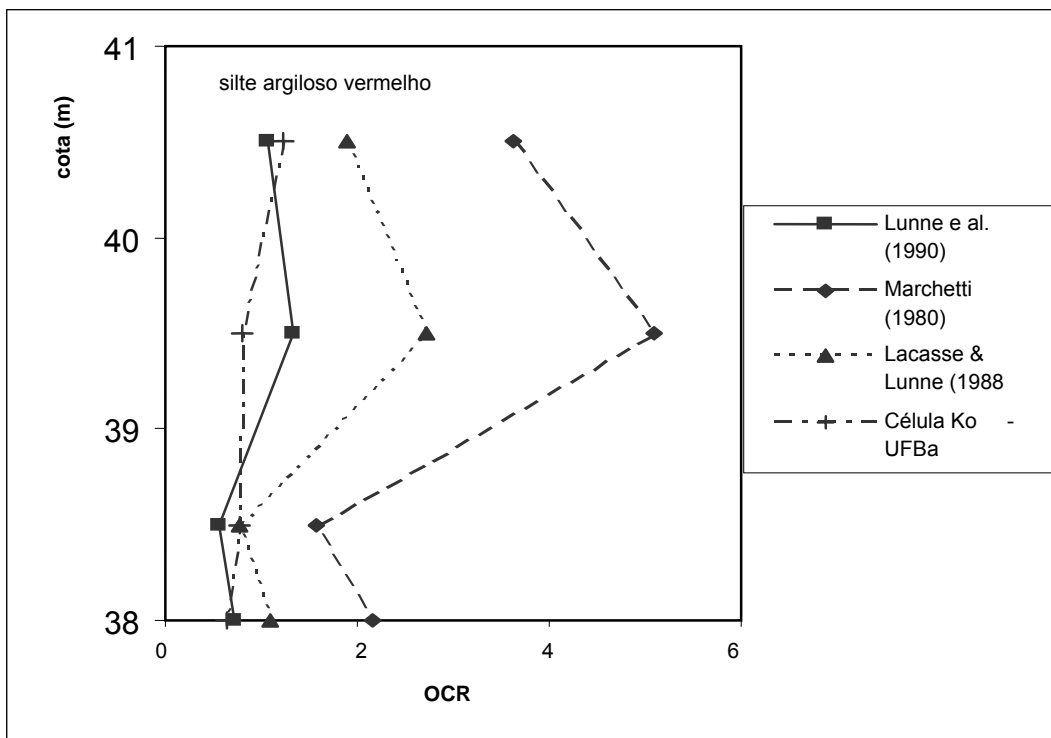


Figura 6.24 – Valores de OCR obtidos com célula K_0 -UFBa e ensaios de campo (DMT01) – Poço 02.

Essa complexidade de movimento é demonstrada na Tab. 6.6, onde os valores de K obtidos a cada metro no poço 02 são comparados, à mesma cota, aos valores originais (K_0) obtidos no poço 01 situado fora da área de influencia da contenção.

Tabela 6.6 – Valores de K obtidos em amostras indeformadas do poço 01 – K_0 (distante da contenção) e poço 02 – $K_{alterado}$ (próximo à contenção)

cota (m)	poço 01 - K_0	poço 02 – $K_{alterado}$	K_{alt}/K_0
41,2	0,65	0,78	1,20
39,4	0,71	1,06	1,49
38,4	0,78	0,67	0,86
37,9	0,73	0,62	0,85

A Fig. 6.25 aponta os valores da relação K_{alt}/K_0 obtidos com a célula K_0 -UFBa e o posicionamento dos tirantes da cortina do Convento.

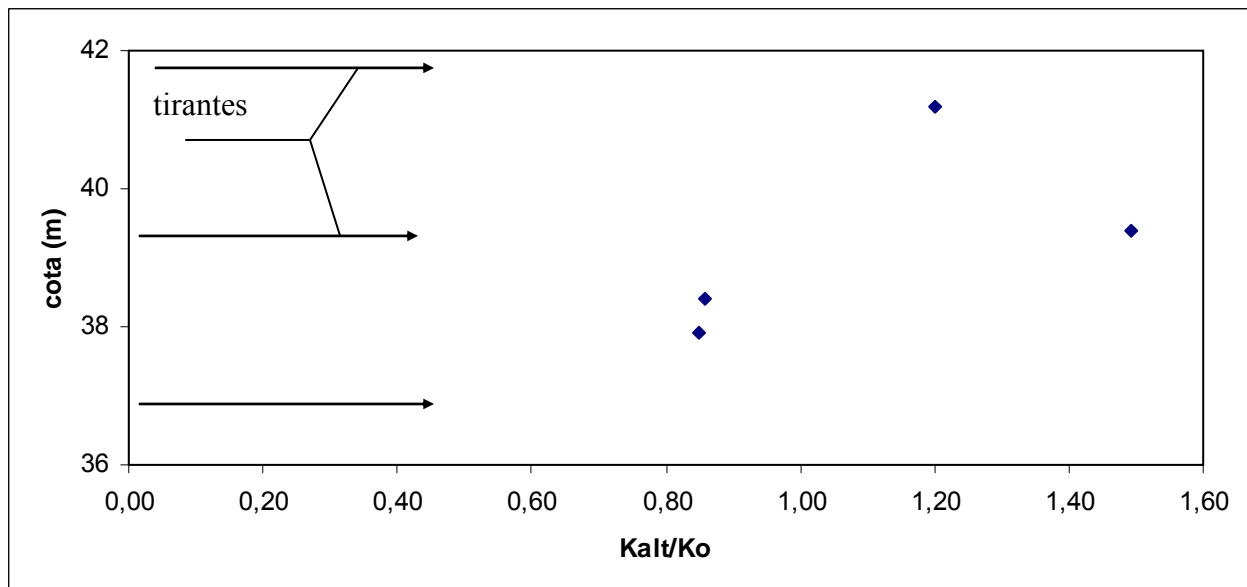


Figura 6.25 – Relação K_{alt}/K_0 em função do perfil de solo

Apesar do movimento da contenção no sentido ativo, pontos situados próximos às linhas de tirantes protendidos apresentaram uma elevação substancial no valor de K. Já entre duas linhas de tirantes, ocorreu uma redução no valor de K. Pode-se concluir que a interação entre os tirantes e o solo próximo altera significativamente o valor original de K_0 .

Na Fig. 6.26 é apresentada a relação entre a distância do ponto de retirada da amostra até a linha de tirante (X) e a distância entre tirantes (Z), em função da razão entre os valores de K alterado pela presença do tirante (K_{alt}) e o K original do solo (K_0).

Para a amostra de solo obtida na altura da linha de tirantes, o valor de K elevou-se em torno de 50%. Para a amostra de solo obtida a 1/5 da distância entre tirantes, o valor de K elevou-se em 22%. Já para a amostra situada a meia distância entre tirantes, K foi reduzido em cerca de 14%. O terço médio entre os tirantes apresenta valores de K inferiores aos valores de K_0 originais do solo. Nos dois terços próximos aos tirantes, a medida de K ultrapassa o valor de K_0 .

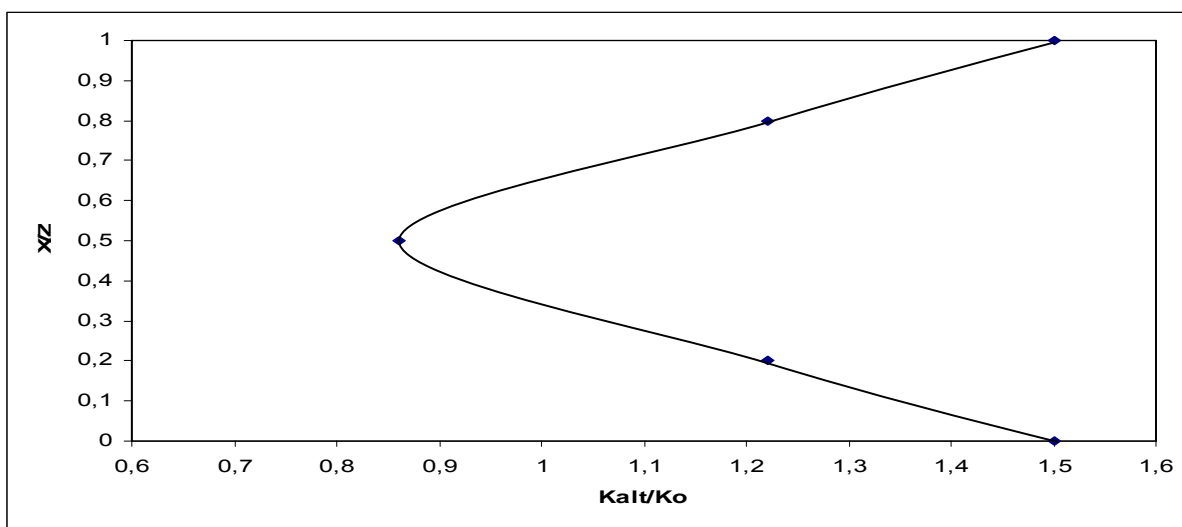


Figura 6.26 – Relação entre a distância do ponto de retirada a amostra à linha de tirante (X) e a distância entre tirantes (Z), em função da relação K_{alt}/K_0 .

Esse resultado deve ser analisado com cautela, devido à pequena quantidade de dados, mas é um indicativo da alteração do valor de K_0 por conta da presença da contenção do emboque.

Para demonstrar a influência da protensão do tirante sobre a zona de solo circunvizinha a este, é aqui apresentado o modelo teórico, proposto por Frank (1974, 1975) e Banguelin et al. (1974), com referência às deformações no fuste de uma estaca tracionada. Cooke (1974) e Silva (1987) mostraram correlações apropriadas entre os resultados obtidos pelo modelo de deformação e as observações de provas de carga efetuadas e obtidas da literatura, respectivamente.

Ao ser tracionado, o tirante mobiliza tensões cisalhantes entre sua superfície e o solo. Se as deformações são pequenas, a adesão entre o tirante e o elemento de solo imediatamente adjacente permanece inalterada, ou seja, nenhum deslizamento ocorre. Nesse caso, é razoável admitir um comportamento elástico e que as tensões cisalhantes

são proporcionais às deformações. À medida que se afasta do eixo do tirante, cilindros de solo concêntricos de perímetros maiores absorvem as tensões cisalhantes, até que, a uma distância radial, não haverá mais efeito da deformação do tirante. As deformações assumem, então, uma distribuição logarítmica com a distância do eixo do tirante. É claro que este comportamento, embora simplificado e exigindo um valor do módulo cisalhante (G) constante com a profundidade, é bastante razoável, conforme observado em provas de carga instrumentadas. Em adição, Cooke et al. (1979) demonstraram que deformações menores que 1% do diâmetro de uma estaca de pequeno diâmetro é suficiente para mobilizar toda resistência ao cisalhamento de seu fuste.

Ainda que as tensões geradas ao longo da distância radial do tirante sejam de difícil previsão, pois dependem da geometria, do tipo de material, do método de injeção e dos cuidados executivos do tirante, além das propriedades do solo, é possível estimar a distância radial em que as deformações não são mais sensíveis. Randolph & Wroth (1979) propuseram a relação entre a distância radial em que as deformações tendem a zero (R) e o raio do tirante (r_t) igual a 52 para $\nu=0,5$ e 93 para $\nu=0,0$. Adotando o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3, e considerando a distância em que 90% das deformações já foram observadas a meio comprimento do tirante, ter-se-á o valor de $R/r_t=18$ (Banguelin & Frank, 1980), o que corresponde, no presente estudo, a uma distância de 0,90 m do tirante, ou seja $X/Z=0,36$. Muito próxima à relação $X/Z=0,33$ em que o valor alterado do coeficiente de empuxo iguala-se ao valor inicial (K_0) (Fig. 6.25).

Devido à sub-horizontalidade dos tirantes, os esforços cisalhantes são traduzidos na elevação das tensões horizontais e, conseqüentemente, no valor do coeficiente de empuxo no repouso.

Capítulo

7

Instrumentação no Emboque Lapa

A instrumentação representa um papel fundamental no método de escavação seqüencial, seja na avaliação do desempenho da obra, comparando-o com o previsto, passando pela segurança da escavação e movimentações em construções próximas, até o aprimoramento e revisões no projeto no decorrer da própria obra.

No caso do emboque Lapa, do trecho Lapa-Campo da Pólvora, a observação de dados colhidos pela instrumentação foi preponderante na alteração do projeto de escavação, e apontou a necessidade de reforço no suporte da via 2 do túnel, além de mostrar a incompatibilidade de um tipo de reforço adotado para o suporte e o sucesso de outro.

O programa de instrumentação foi de responsabilidade do Metrosal. A leitura da instrumentação instalada foi efetuada pela Escola Politécnica da UFBA.

7.1 - A INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação foi dividida em:

- Instrumentação de superfície - tassômetros e marcos superficiais;
- Instrumentação interna - pinos de convergência nas paredes e teto da escavação embutidos no suporte;
- Instrumentação da Estação Lapa - pinos de recalque instalados em vigas e pilares das estruturas.

Na Fig. 7.1 é apresentada a localização dos diversos equipamentos em que consiste a instrumentação externa do emboque e a da estação de transbordo da Lapa.

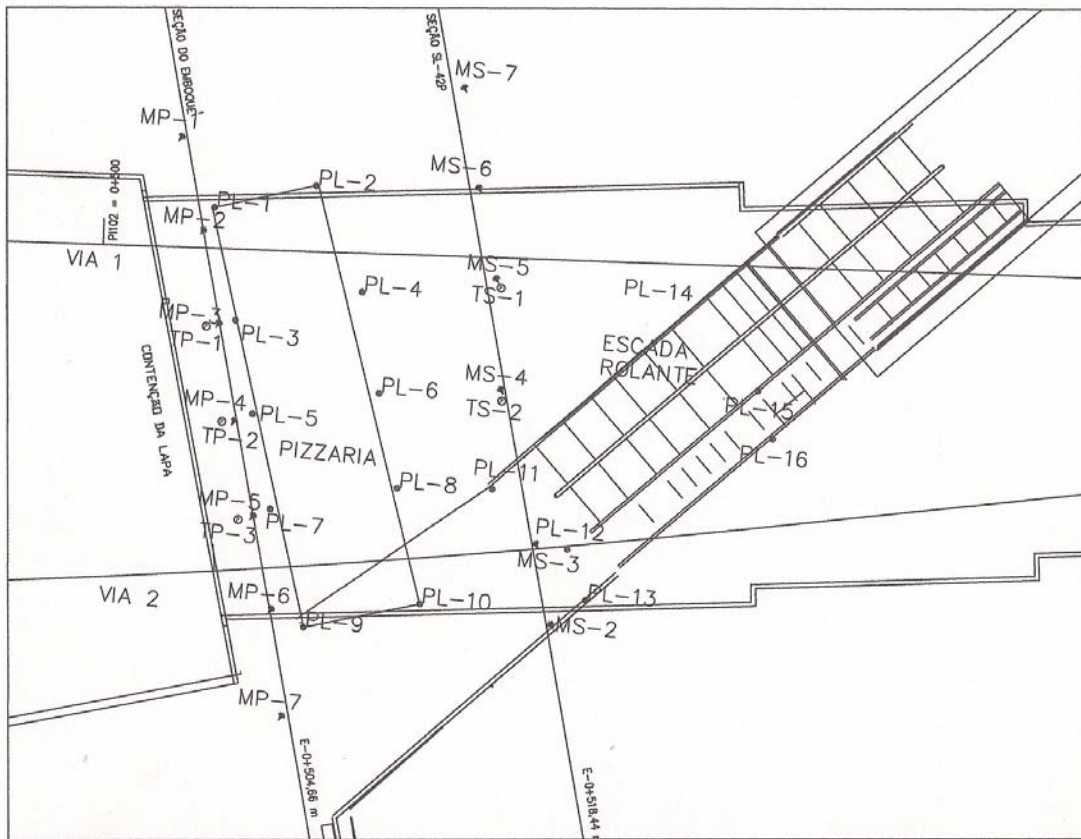
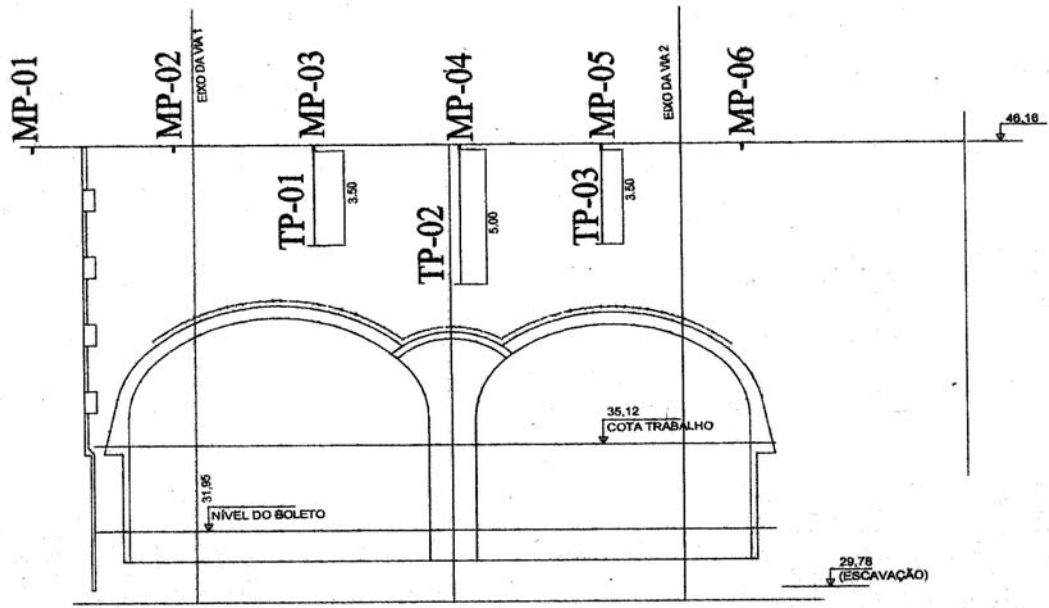


Figura 7.1 – Instrumentação do emboque Lapa (Modificado - Metrosal 2000c)

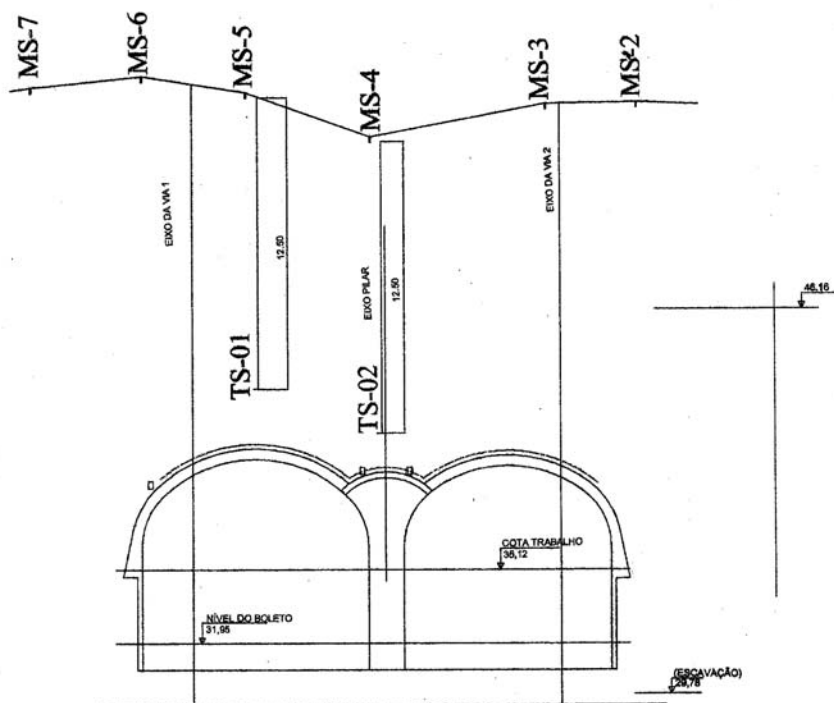
7.1.1 - INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA

Para a instrumentação de superfície foram adotadas duas seções transversais ao túnel, nas estacas 0+504,66 m (emboque) e 0+518,44 m (seção SC-42P). As Figs. 7.2 e 7.3 mostram as seções instrumentadas, respectivamente, para as duas estacas.

Na seção do emboque (E-0+504,66 m) foram instalados três tassômetros e seis marcos superficiais, simetralmente dispostos. Destaca-se aqui a ausência do MP-7, cuja instalação não foi possível devido às interferências existentes. Já para a seção E-0+518,44 m, devido também às interferências, somente foi possível a instalação de dois tassômetros e seis marcos superficiais. A Fig. 7.4 mostra tassômetro e marco superficial instalado na seção E-0+504,66 m.



Legenda: TP – Tassômetro; MP – Marco superficial.
 Figura 7.2 - Seção instrumentada do emboque (E-0+504,66 m)



Legenda: TS – Tassômetro; MS – Marco superficial.

Figura 7.3 - Seção instrumentada SL-42P (E-0+518,44 m)



Figura 7.4 - Tassômetro e marco superficial instalados na seção do emboque (E-0+504,66 m)

7.1.2 - INSTRUMENTAÇÃO INTERNA

Para a instrumentação interna foram instalados pinos embutidos no suporte do túnel nas seções E-0+507,20 m; E-0+514,00 m e E-0+520,36 m. Em uma primeira etapa, na abertura do arco, foram instalados três pinos internos de convergência, no teto, na lateral esquerda e na lateral direita das vias 1 e 2. Com a execução do rebaixo, foram também colocados mais dois pinos, nas paredes laterais esquerda e direita do rebaixo, nas vias 1 e 2, totalizando cinco pinos por seção.

A Fig. 7.5 apresenta um esquema básico de instalação dos pinos internos de convergência. A Fig. 7.6 mostra o pino interno de convergência instalado sobre a lateral direita da via 1 na seção do emboque (E-0+507,20 m).

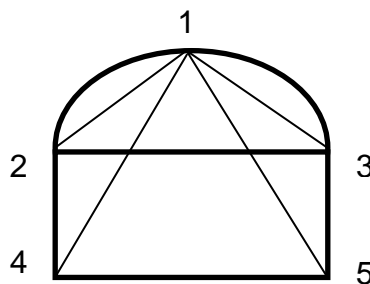


Figura 7.5 - Esquema de instalação da instrumentação interna



Figura 7.6 - Pino interno de convergência na seção E-0+507,20 m

7.1.3 - INSTRUMENTAÇÃO DA ESTAÇÃO LAPA

Duas edificações da Estação de Transbordo da Lapa foram apontadas como críticas. A primeira, o prédio da pizzaria situada a pouco mais de um metro do topo da contenção do emboque. A segunda, a escada rolante de acesso ao bairro da Mouraria que, embora situada a uma distância maior do emboque, foi cortada de forma diagonal pela escavação do túnel (Fig. 7.1), podendo causar deslocamentos diferenciais que comprometessem sua operacionalidade.

Para controle dos deslocamentos foram colocados dez pinos de recalques (PL-1 a PL-10) ao longo das duas vigas (frente e fundo) da cobertura e pilares da pizzaria e mais sete pinos (PL-11 a PL-17) na estrutura da escada rolante e seu corredor de acesso.

A Fig. 7.7 mostra o pino de recalque fixado na viga frontal do prédio da pizzaria situada sobre o emboque Lapa.

7.2 - RESULTADOS OBTIDOS

Como já ressaltado, a instrumentação foi decisiva tanto para a identificação de deslocamentos anormais que aconteceram durante a escavação do emboque, como também para a adoção de medidas de reforço que, em uma primeira etapa, não alcançaram os resultados esperados.



Figura 7.7 – Pino de recalque instalado na viga frontal do prédio da Pizzaria

Com base nas sondagens realizadas nas fases de projeto básico e executivo, o suporte do teto deveria ser fundado nas laterais direita (via 2) e esquerda (via 1) sobre o topo rochoso.

Durante a escavação dos alargamentos laterais de calota, o topo rochoso apresentou-se, na lateral externa junto a via 2, mais profundo. Tal aprofundamento da rocha resultou em material de fundação para a calota de menor competência, o que, depois de avançada a frente, deu início a movimentações de recalque nessa parede da casca e convergência. Esses deslocamentos refletiram nas estruturas implantadas sobre o emboque.

Em função desses deslocamentos, o projeto foi alterado, inicialmente com a execução de atirantamento provisório (reforço 1), realizado na lateral da via 2 e posteriormente, execução de cavaletes constituídos por tirantes e estaca de pequeno diâmetro. Em paralelo, foi ampliada a instrumentação, de maneira a garantir a verificação dos resultados esperados e observar a necessidade de outras adaptações.

As Figs. 7.8 e 7.9 apresentam o cronograma de escavação do túnel piloto e vias 1 e 2, respectivamente.

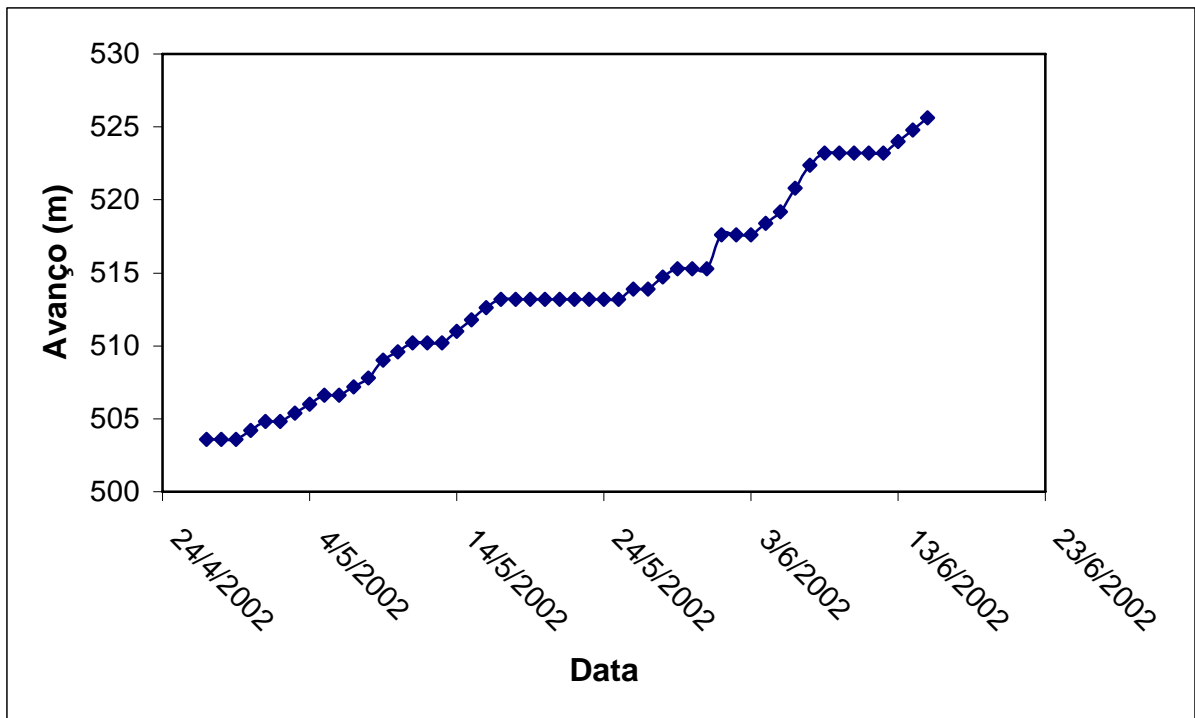


Figura 7.8 – Cronograma de avanço do túnel piloto

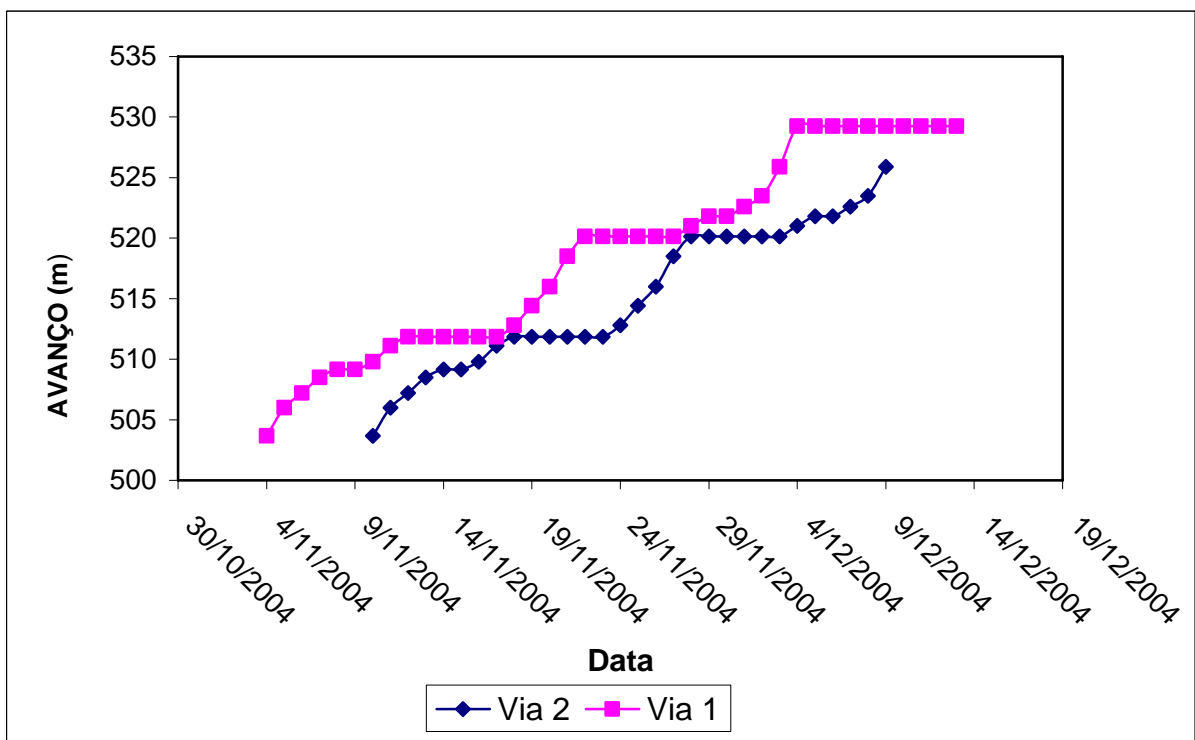


Figura 7.9 – Cronograma de avanço da calota das vias 1 e 2

Como pode ser observado, a abertura do túnel piloto foi efetuada entre abril a junho de 2002. As calotas das vias 1 e 2 foram abertas quase simultaneamente, com defasagem de apenas cinco dias, no período de novembro a dezembro de 2004. Os

patamares observados nos gráficos (entre cinco e sete dias) foram necessários para instalação do suporte.

A Tab. 7.1 apresenta um resumo do cronograma de eventos ocorridos quando das obras do emboque Lapa. As datas são aproximadas devido as inúmeras paralisações de obra e eventos simultâneos.

Tabela 7.1 – Cronograma de eventos na execução do emboque Lapa

DATA	EVENTO
Março a Junho de 2002	Abertura da calota e rebaixo do túnel Piloto
Agosto de 2002 a Outubro de 2004	Construção dos pilares e viga de sustentação dos suportes das vias 1 e 2
Outubro a Dezembro de 2004	Abertura da calota das vias 1 e 2, início dos rebaixos das vias 1 e 2
Março a Abril de 2005	Execução do reforço provisório
Junho a Setembro de 2005	Execução do reforço definitivo
Setembro 2005 a Julho de 2006	Rebaixos das vias 1 e 2

7.2.1 - INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA

Foram efetuadas leituras por meio de nivelamento topográfico de precisão dos tassômetros e marcos superficiais (Fig. 7.10).



Figura 7.10 – Leitura topográfica da instrumentação externa – Seção do emboque

Nas Figs. 7.11 e 7.12 são apresentadas, respectivamente, a evolução dos deslocamentos com o tempo e a seção transversal de deslocamentos (bacia de

recalque), obtidas pela instrumentação instalada na seção do emboque Lapa (E-0+504,66 m).

Logo no rompimento para a transposição da antiga contenção existente no emboque Lapa, em janeiro de 2002, o comportamento do túnel mostrou uma tendência de deslocamentos diferenciais na direção da via 2, o que pode ser observado nos dados obtidos no tassômetro 3 (TP-3) e marco superficial 5 (MP-5). Com a abertura do túnel piloto, o deslocamento diferencial registrado na superfície entre os marcos superficiais MP-3 e MP-5, situados, respectivamente, nos eixos das vias 1 e 2, foi de 25 mm, ou 0,25%. Após a passagem da frente de escavação deste túnel, os deslocamentos estabilizaram e não houve grandes avarias nas estruturas situadas sobre o emboque.

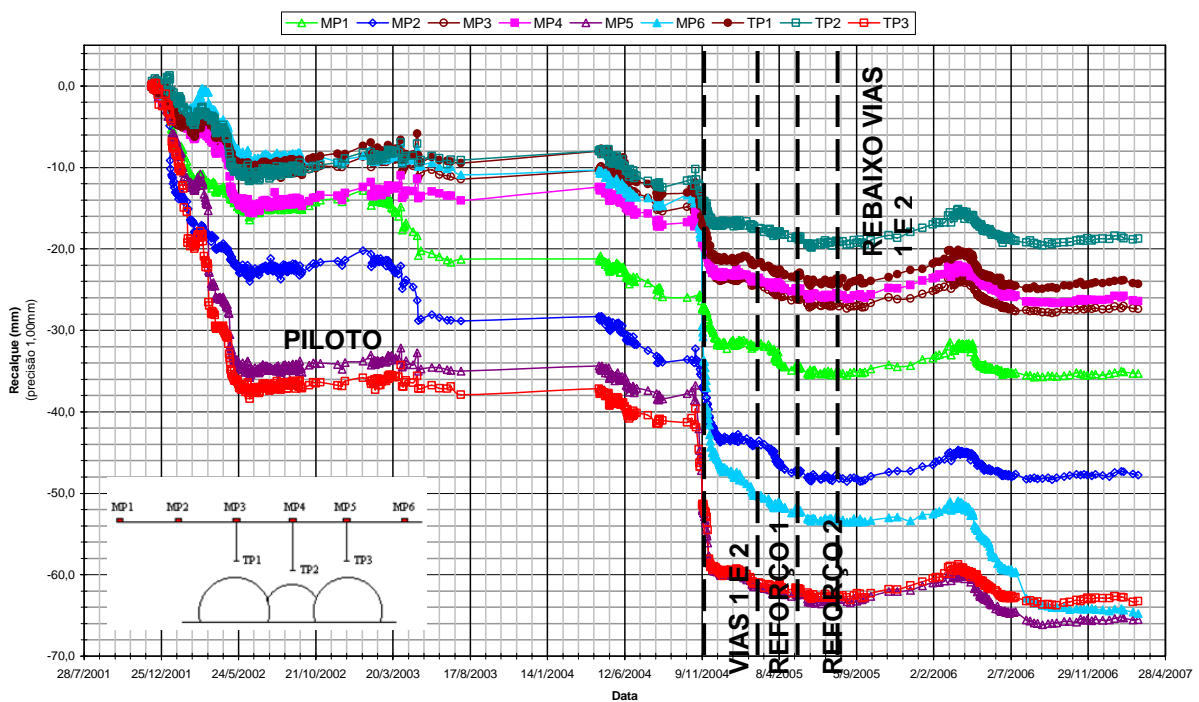


Figura 7.11 - Deslocamentos em função do tempo – Seção do emboque – E-0+504,66 m (Modificado - Metrosal, 2006)

No entanto, em novembro de 2004, com o início da escavação das vias 1 e 2, os deslocamentos diferenciais agravaram-se, provocando fissuras e deslocamentos nas juntas de dilatação nas estruturas situadas sobre o emboque. Ao final de dezembro deste mesmo ano, os deslocamentos diferenciais registrados na superfície entre os marcos superficiais MP-3 e MP-5 já alcançavam 44 mm, ou aproximadamente

0,44%, não havendo sinais de estabilização, trazendo preocupações para toda a equipe técnica.

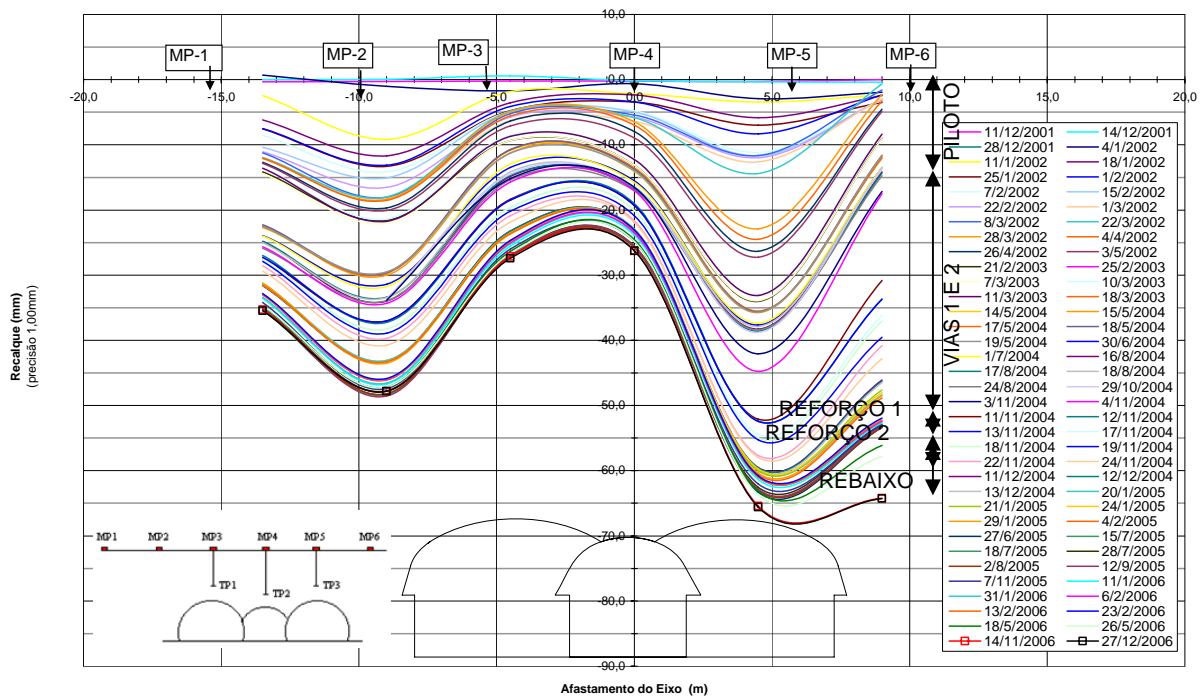


Figura 7.12 – Seção transversal de deslocamento (Bacia de recalque) – Seção do emboque – E-0+504,66 m (Modificado - Metrosal, 2006)

A bacia de recalque (vide Fig. 7.12) apresentou-se atípica, com deslocamentos menores ao centro do que nas extremidades. Esta feição deve-se à presença da viga de fixação dos suportes para as vias 1 e 2 sobre pilares fundados na rocha sã, aliado à baixa cobertura do emboque (uma vez o diâmetro do túnel). Porém mostrou uma clara tendência a deslocamento diferencial

As Figs. 7.13, 7.14 e 7.15 mostram, respectivamente, a evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação do túnel piloto, via 1 e via 2, para a seção do emboque Lapa.

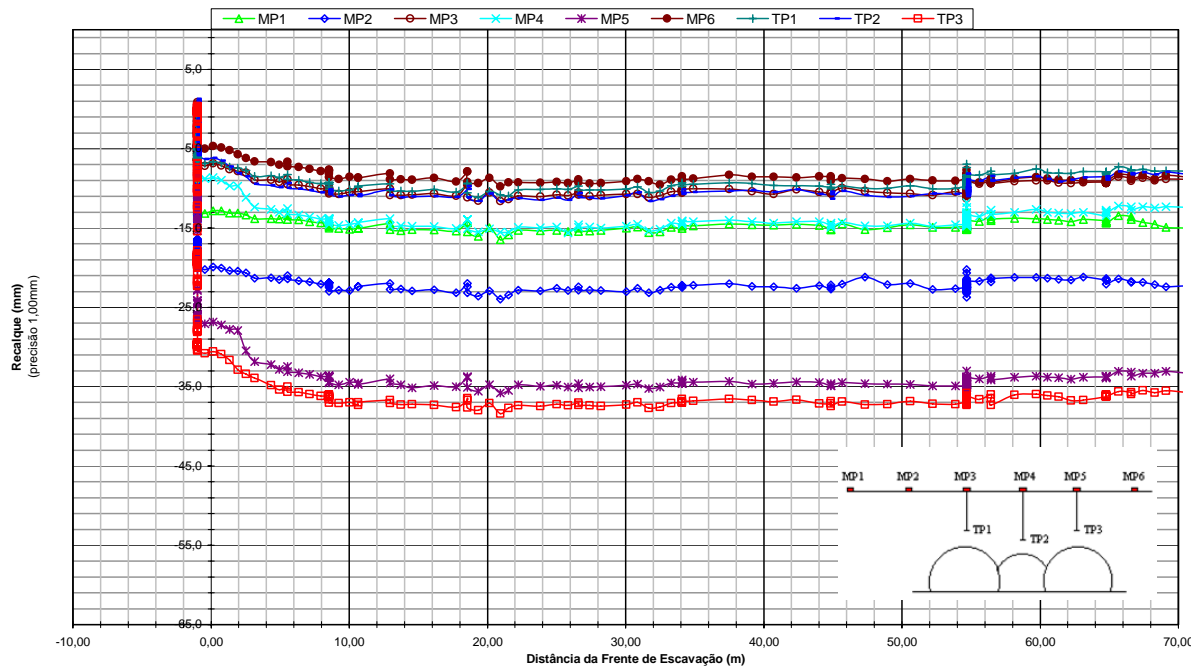


Figura 7.13 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – Túnel piloto - Seção do emboque – E-0+504,66 m (Modificado - Metrosal, 2006)

Como esperado, os deslocamentos foram praticamente instantâneos com a abertura do túnel piloto, estabilizando-se logo após a passagem da frente de escavação (Fig. 7.13).

Já a passagem da frente de escavação da via 1 (Fig. 7.14) e da via 2 (Fig. 7.15), provocou deslocamentos instantâneos registrados na instrumentação da seção do emboque, porém com o avanço das frentes de escavação não foi observada a tendência de estabilização, até que os reforços na via 2 fossem realizados. O deslocamento registrado no tassômetro 3 (TP-3), situado no eixo da via 2, foi 62 mm, enquanto o tassômetro 1 (TP-1), situado no eixo da via 1, assinalou 21 mm.

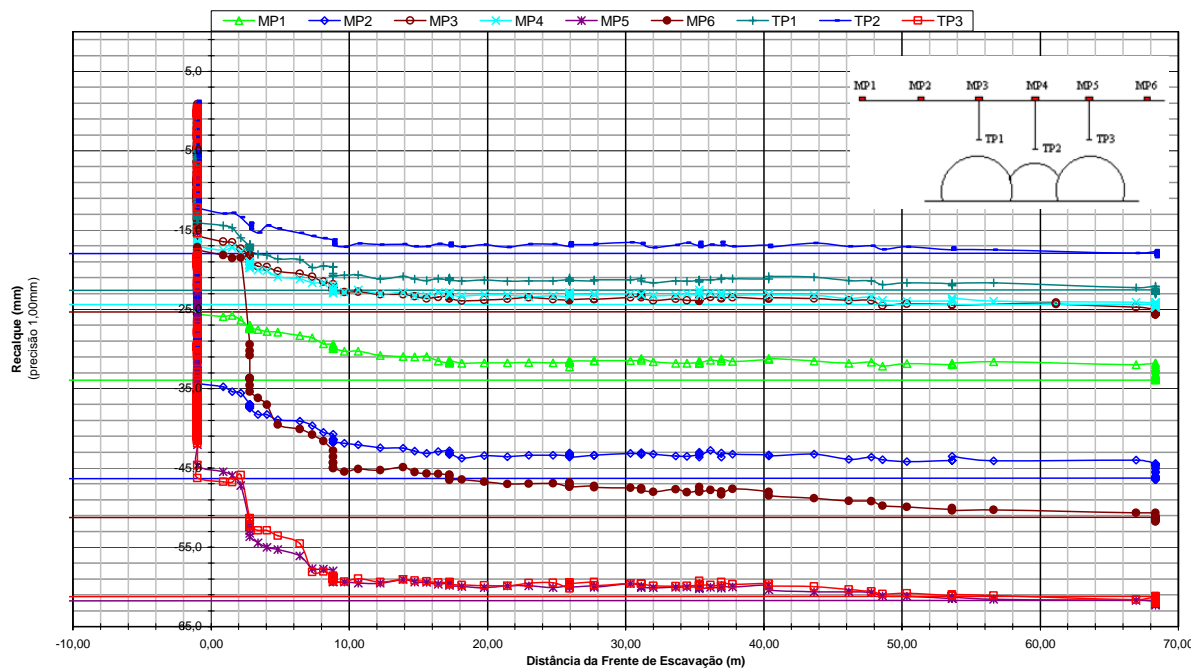


Figura 7.14 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – Via 1 - Seção do emboque – E-0+504,66 m (Modificado - Metrosal, 2006)

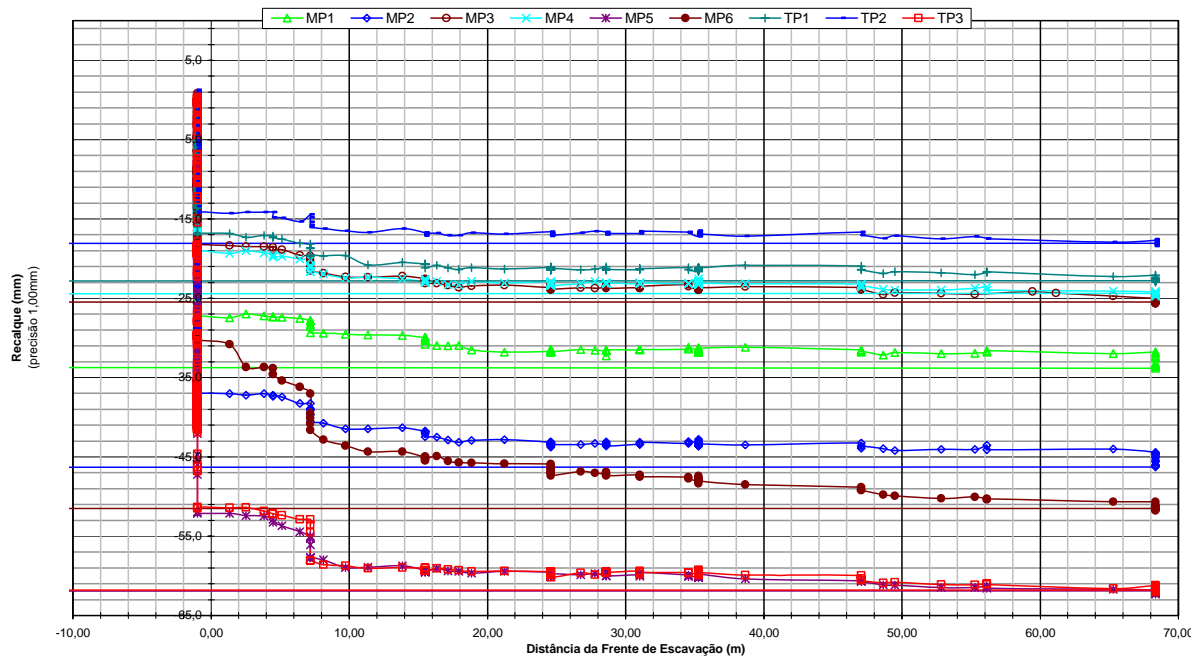


Figura 7.15 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – Via 2 - Seção do emboque – E-0+504,66 m (Modificado - Metrosal, 2006)

Os deslocamentos diferenciais também foram observados na seção SL-42P (E-0+518,44 m), embora não tenham atingido os mesmos níveis de valores (Fig. 7.16). Para esta seção, a bacia de recalque não mostrou, na sua faixa central, valores de deslocamentos inferiores às extremidades, como na seção do emboque, apresentando uma feição mais típica de escavações em túneis (Fig. 7.17).

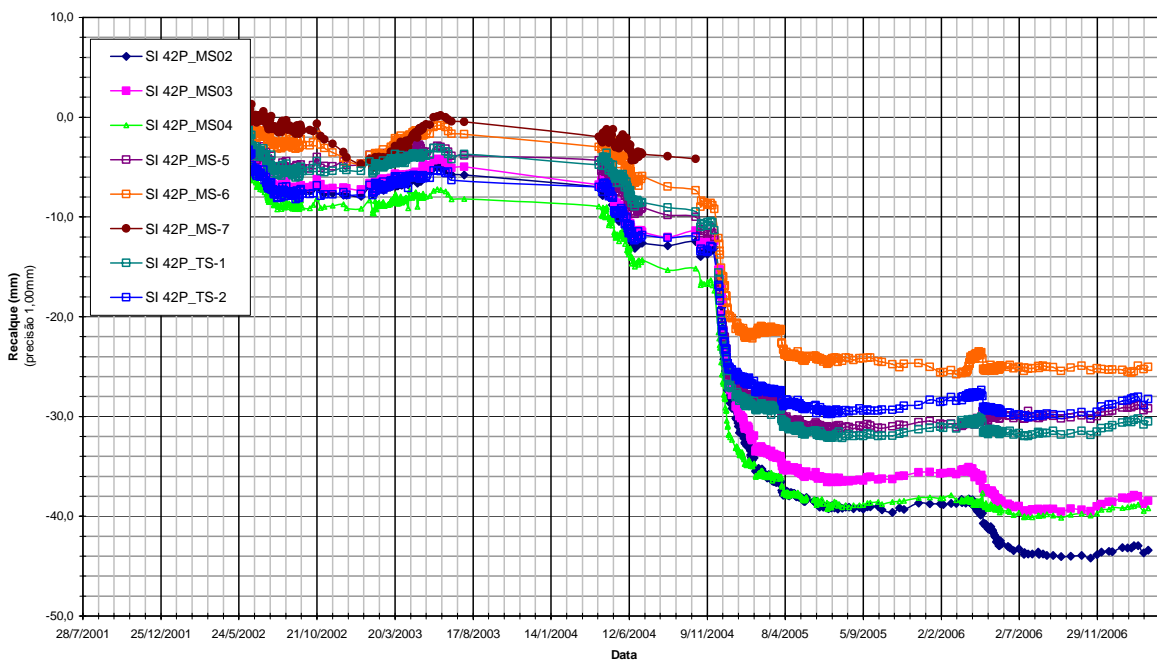


Figura 7.16 - Deslocamentos em função do tempo – Seção SL-42P (E-0+518,44m)
(Modificado - Metrosal, 2006)

As Figs. 7.18 e 7.19 mostram, respectivamente, a evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação das vias 1 e 2. Ao iniciar a escavação do emboque, distante apenas 15 m da linha de instrumentação, o que equivale a aproximadamente 1,5 do diâmetro do túnel, foram registrados deslocamentos bruscos nos marcos superficiais e tassômetros da seção SL-42P. O deslocamento atingiu 15 mm, medido no MS-4, situado entre as vias 1 e 2. Após a passagem da frente de escavação, os deslocamentos apresentaram tendência à estabilização, aproximadamente após 20 m de distância da seção SL-42P, ou seja duas vezes o diâmetro do túnel. O deslocamento diferencial máximo registrado na superfície entre os marcos superficiais MS-3 e MS-5, situados, respectivamente, nos eixos das vias 1 e 2, foi de 10 mm, ou apenas 0,1%.

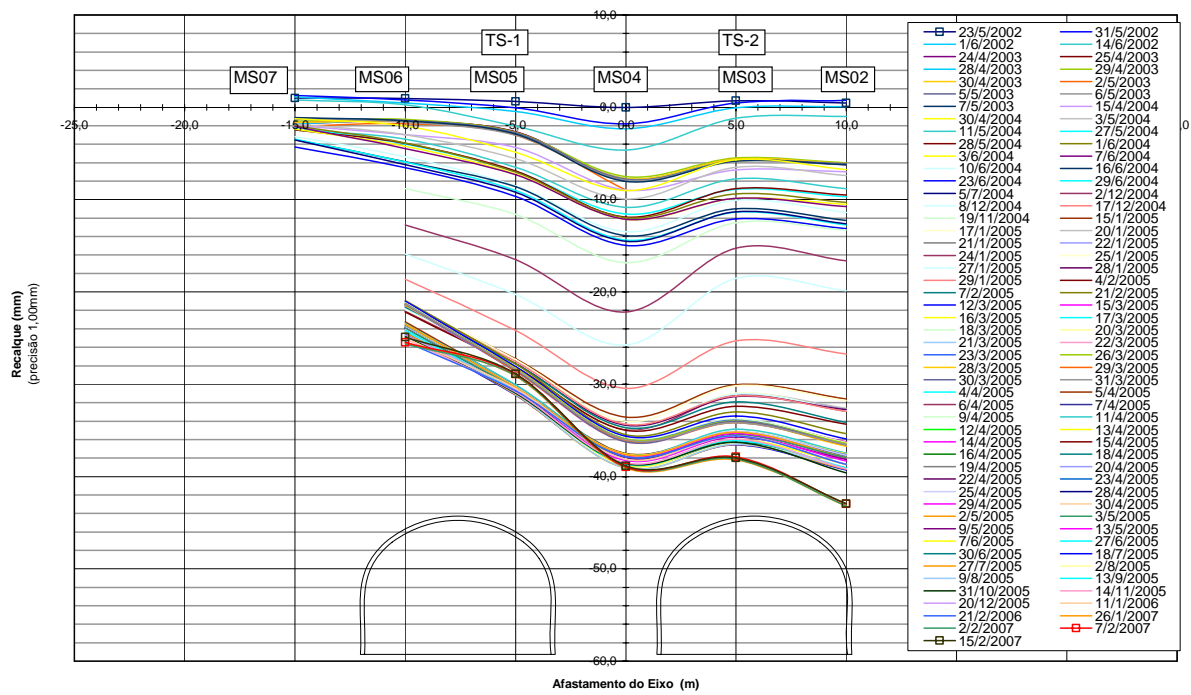


Figura 7.17 - Seção transversal de deslocamentos (Bacia de recalque) - Seção SL-42P (E-0+518,44m) (Modificado - Metrosal, 2006)

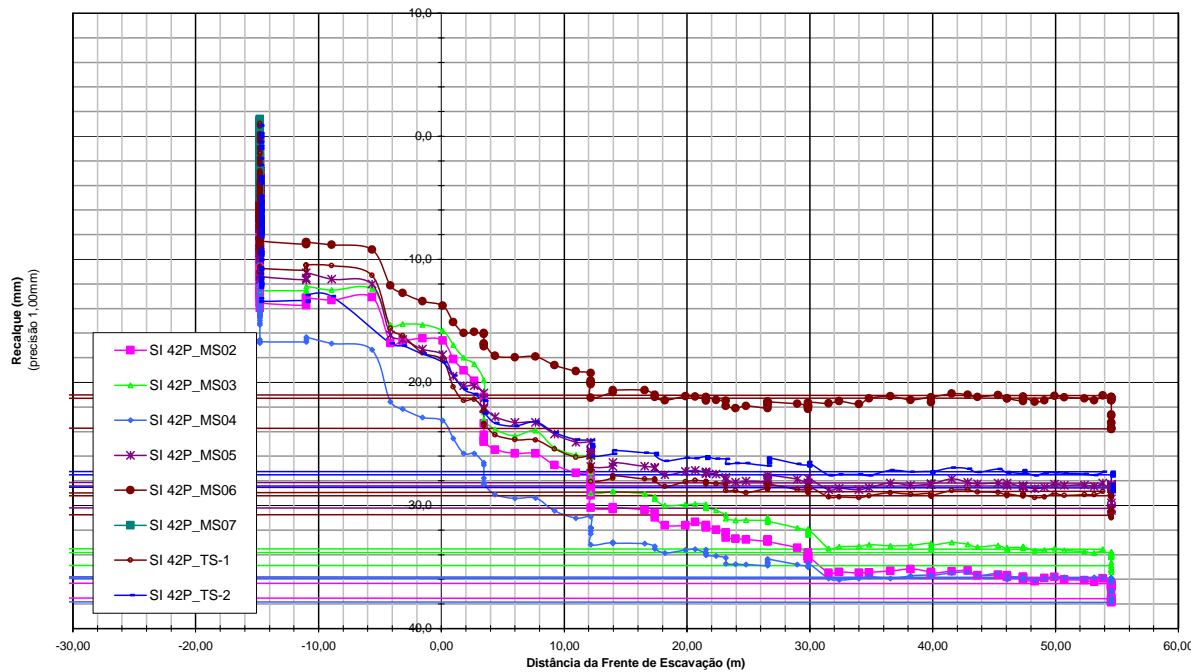


Figura 7.18 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – via 1 – Seção SL-42P (E-0+518,44m) (Modificado - Metrosal, 2006)

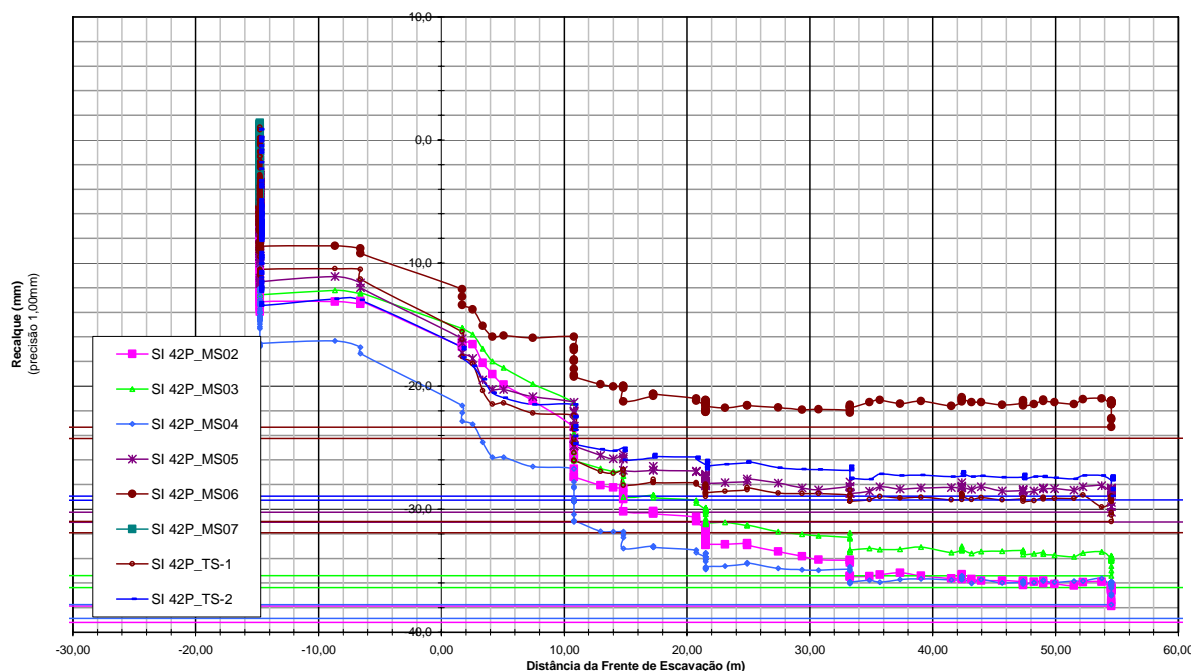


Figura 7.19 - Evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação – via 2 - Seção SL-42P (E-0+518,44m) (Modificado - Metrosal, 2006)

Uma vez que os deslocamentos diferenciais não apresentavam sinais de estabilização, principalmente na seção do emboque, como medida emergencial, em janeiro de 2005, foi adotada a solução de atirantamento do suporte da via 2 (reforço 1). Em junho a setembro do mesmo ano, foi efetuada uma nova campanha de reforço, com a utilização de um cavalete formado por tirantes e estacas de pequeno diâmetro (reforço 2).

7.2.2 - INSTRUMENTAÇÃO INTERNA

A leitura da instrumentação interna do túnel foi decisiva para adoção das soluções de reforço e exigiu empenho da equipe de instrumentação do Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA, principalmente na conciliação com a equipe de produção (Fig. 7.20).



Figura 7.20 – Leitura da instrumentação interna

7.2.2.1 - NIVELAMENTO DOS PINOS

Nas Figs. 7.21 e 7.22 estão apresentados, respectivamente, os nivelamentos dos pinos internos das vias 1 e 2 para a seção no emboque (E-0+507,20 m).

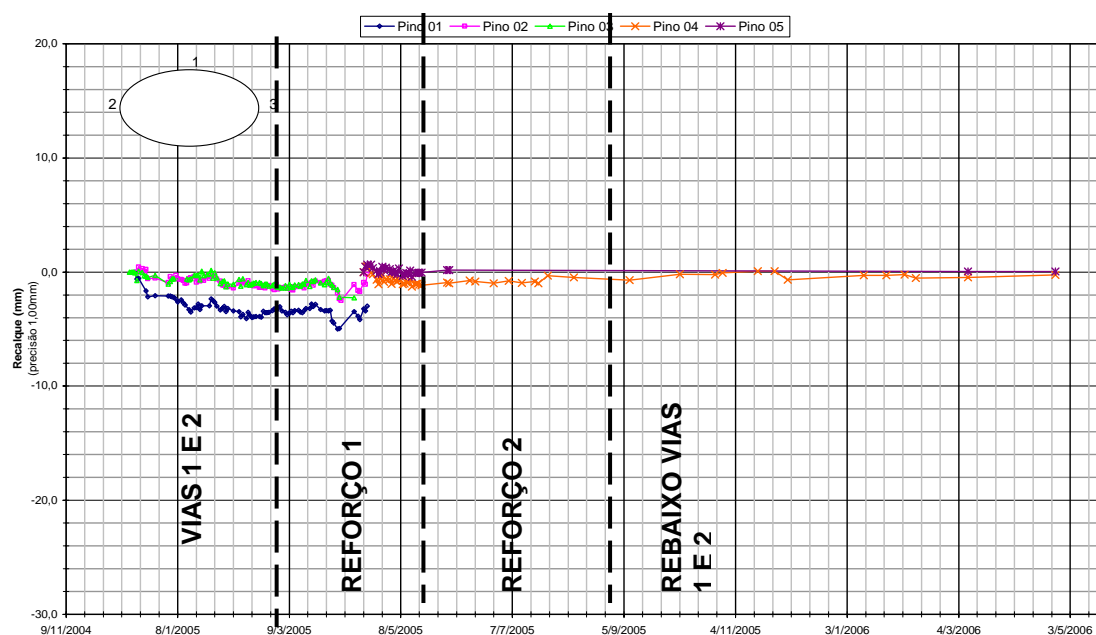


Figura 7.21 - Nivelamentos dos pinos internos da via 1 - Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)

Conforme mostram as figuras, a via 1 não apresentou sensíveis deslocamentos dos pinos instalados nas laterais ou no teto. No entanto, na via 2, o pino fixado na lateral externa do túnel, logo após sua abertura, exibiu um deslocamento diferencial de

cerca de 10 mm em relação à lateral interna. Como não havia sinais de estabilização, ficou confirmada a necessidade de reforço na sua lateral externa.

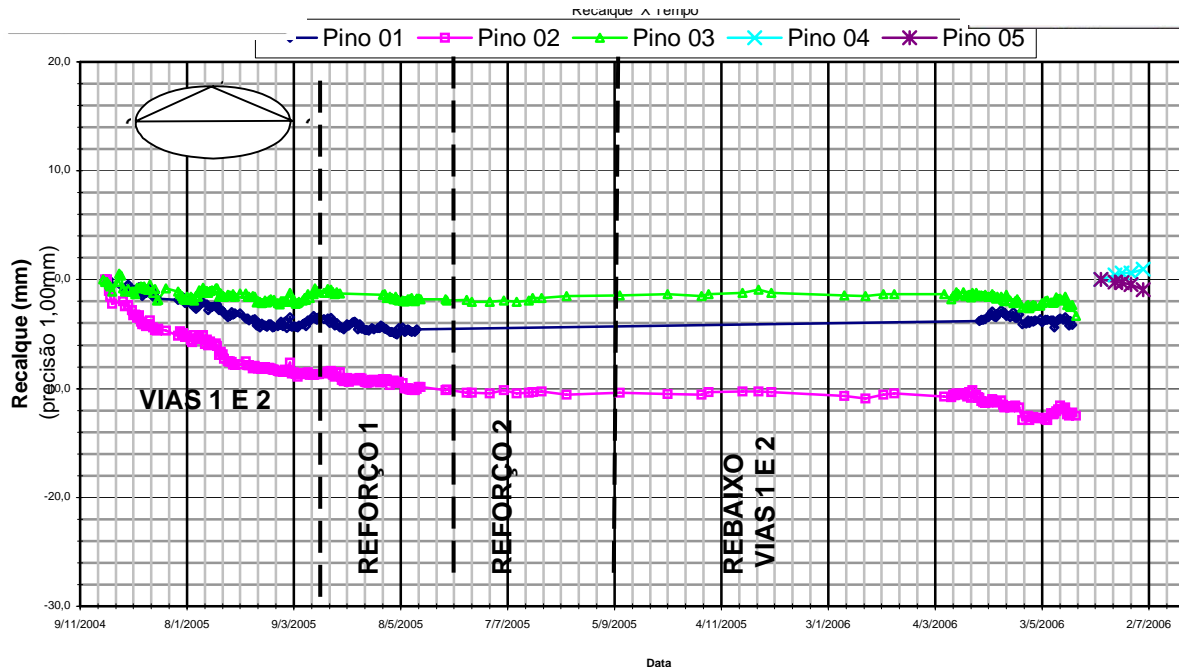


Figura 7.22 - Nivelamentos dos pinos internos da via 2 - Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)

O mesmo comportamento pode ser verificado na via 2, no que se refere à seção E-0+14,00 m (Fig. 7.23), com os deslocamentos diferenciais atingindo 6 mm em relação às duas laterais do túnel e, na seção E-0+520,36 m, onde os deslocamentos diferenciais atingiram a 16 mm (Fig. 7.24) entre os pinos instalados nas paredes externa e interna da via 2.

7.2.2.2 - CONVERGÊNCIA

As Figs. 7.25 e 7.26 mostram as medidas de convergência obtidas com a instrumentação interna do túnel para a seção do emboque (E-0+507,20 m), respectivamente para as vias 1 e 2.

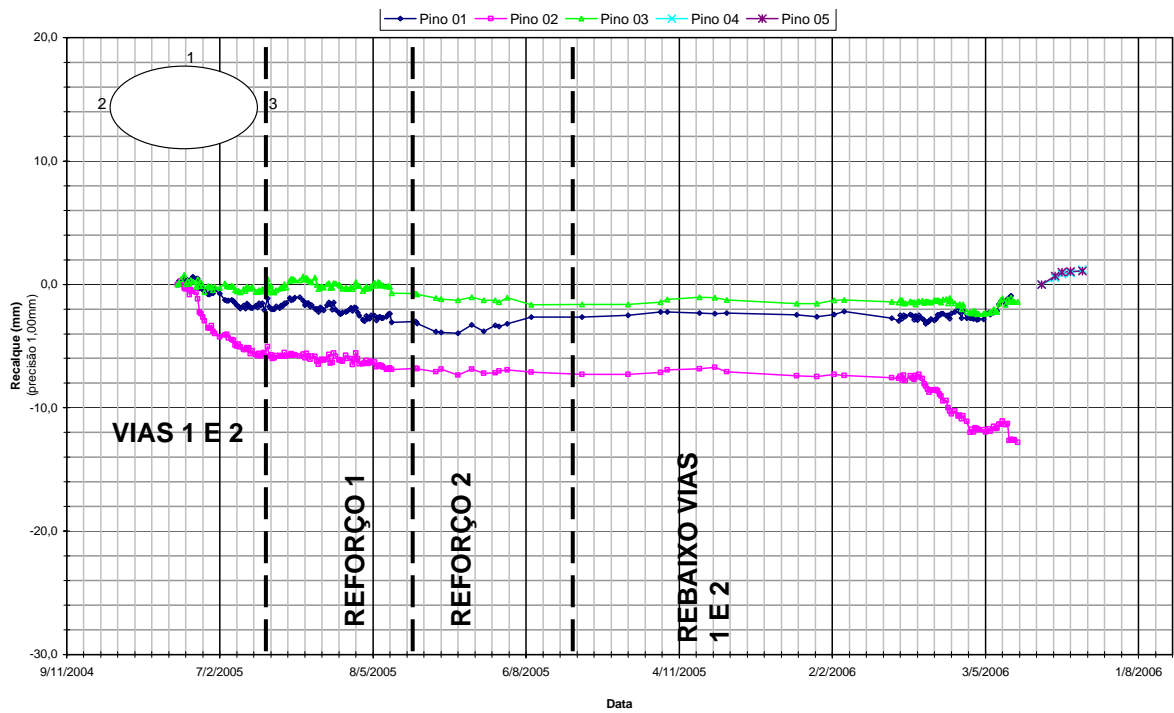


Figura 7.23 - Nivelamentos dos pinos internos da via 2 - Seção E-0+514,00 m (Modificado - Metrosal, 2006)

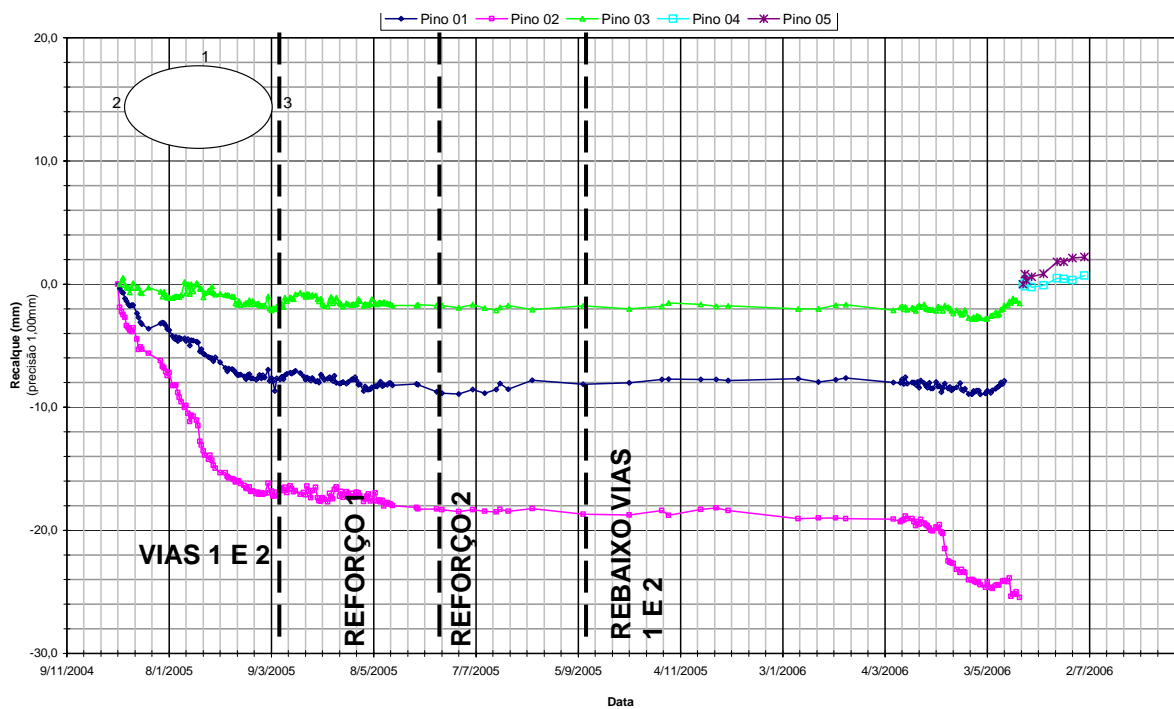


Figura 7.24 - Nivelamentos dos pinos internos da via 2 - Seção E-0+520,36 m (Modificado - Metrosal, 2006)

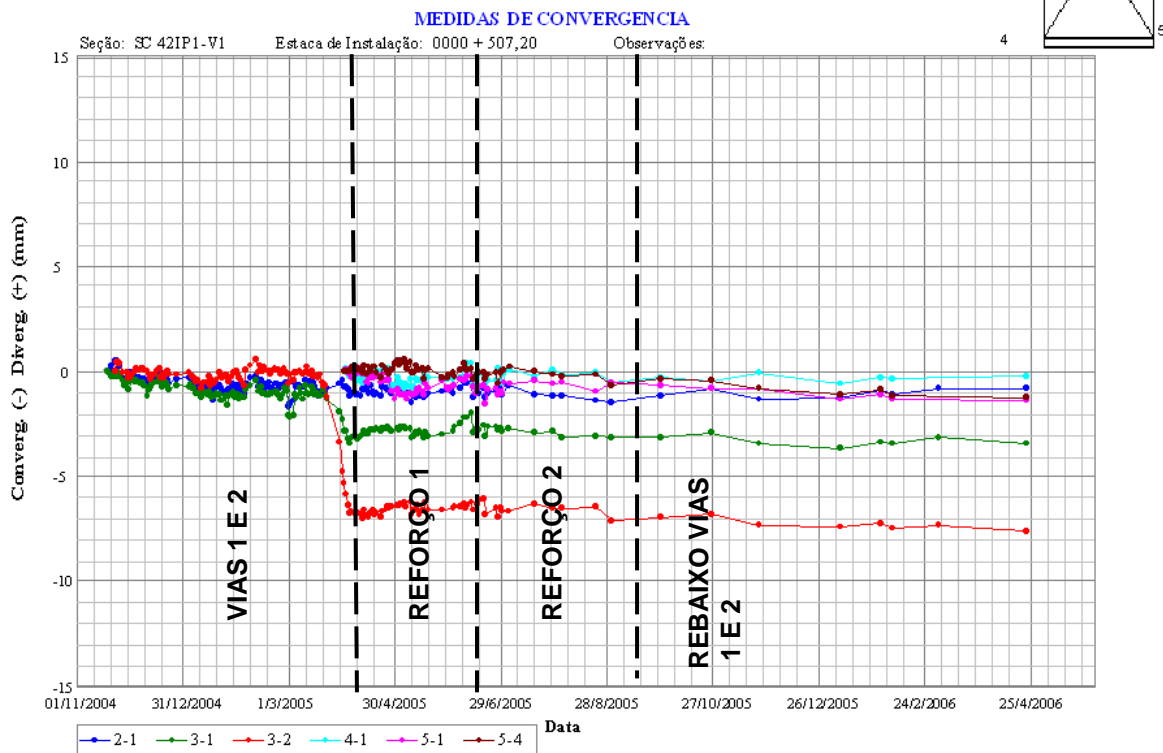


Figura 7.25 – Medidas de convergência da via 1 – Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)

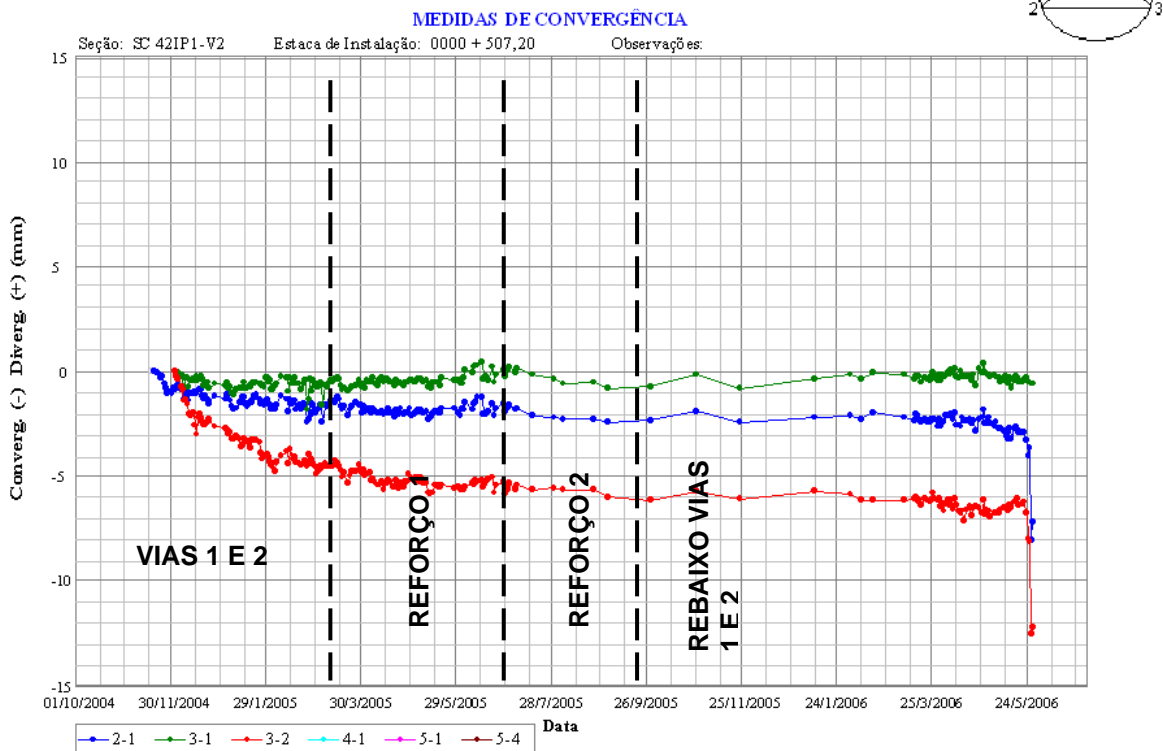


Figura 7.26 - Medidas de convergência da via 2 – Seção no emboque (E-0+507,20 m) (Modificado - Metrosal, 2006)

Nota-se que, na escavação da via 1 foi detectada convergência mais significativa apenas na corda 3-2. Neste caso, a escavação do rebaixo da via 1 provocou o desconfinamento, fazendo com que ocorresse uma leve redução da largura do túnel, nesta posição, estabilizada logo após a escavação. Para a via 2, logo na escavação das calotas das vias, foram verificados valores de convergência na corda 3-2, o que foi agravado durante o seu rebaixo, atingindo o valor de convergência de 13 mm.

Idêntico comportamento pode ser observado para as medidas de convergência obtidas na via 2 da seção E-0+514,00 m (Fig. 7.27), que alcançaram o valor de 17 mm na corda 3-2.

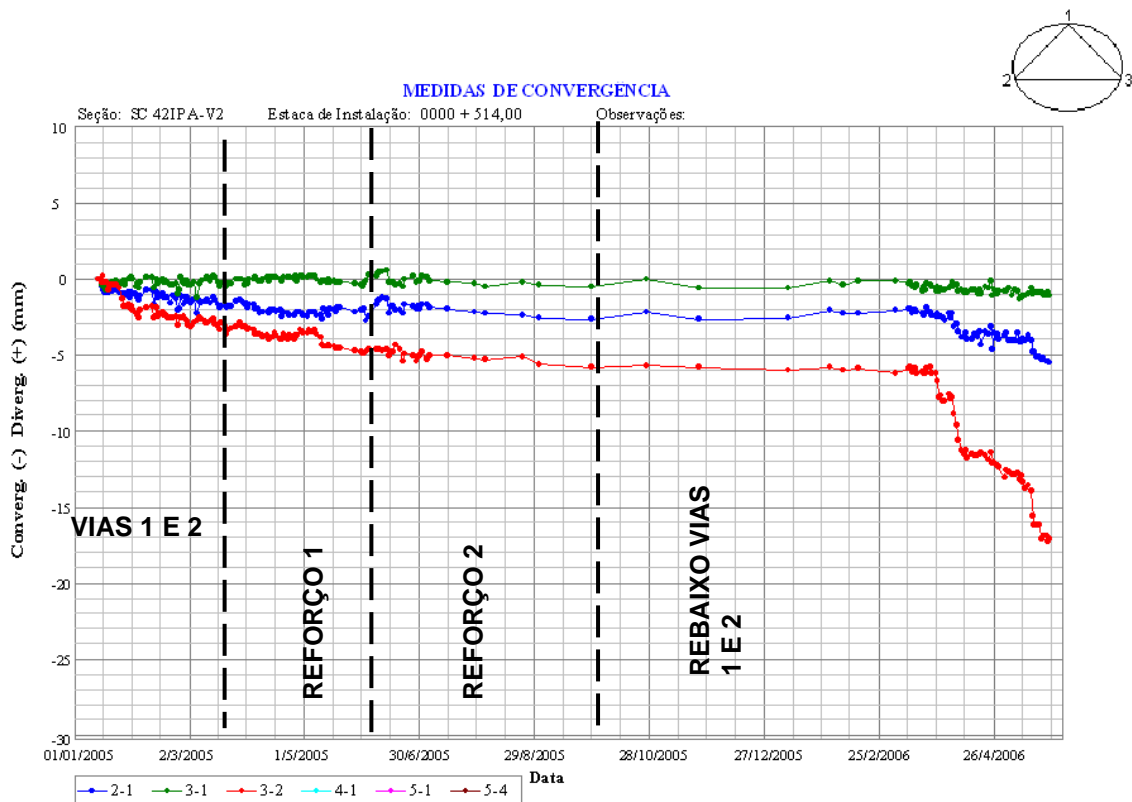


Figura 7.27 - Medidas de convergência via 2 – Seção E-0+514,00 m (Modificado - Metrosal, 2006)

No entanto, maior atenção foi dada à seção interna E-0+520,36 m. Enquanto na instrumentação instalada na via 1 não foram observadas medições de convergência significativas (Fig. 7.28), na instrumentação da via 2 (Fig. 7.29), desde o primeiro momento de abertura do arco das vias, já se apresentavam valores de convergência de 10 mm na corda 3-2, que foram se agravando durante a execução do rebaixo desta via, atingindo o valor de 23 mm.

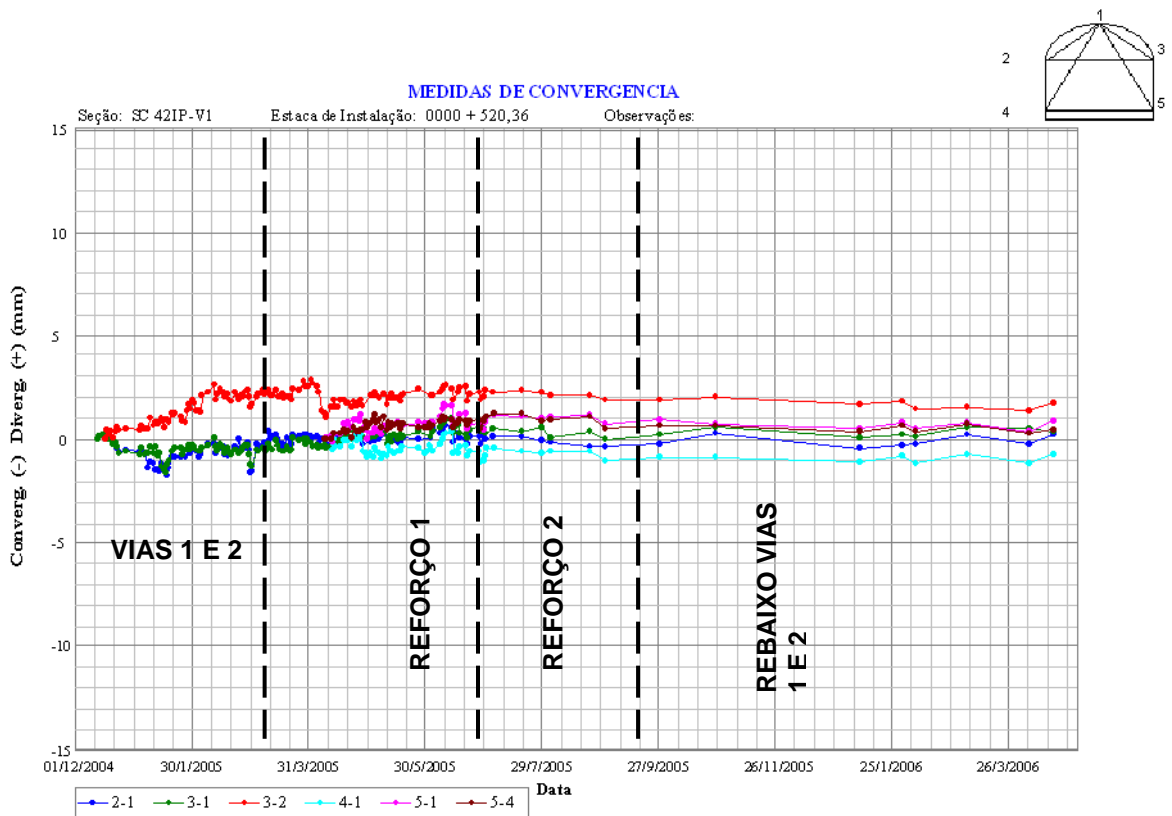


Figura 7.28 - Medidas de convergência da via1 – Seção E-0+520,36 m (Modificado - Metrosal, 2006)

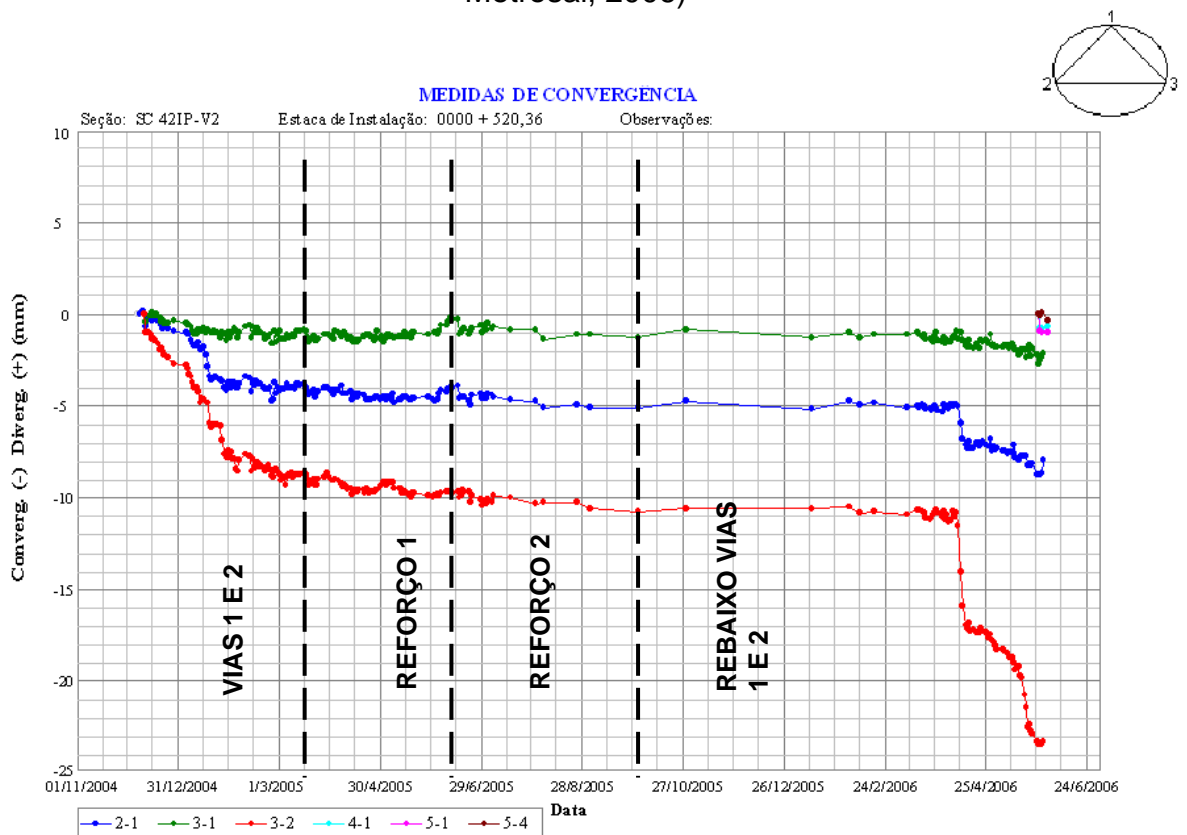


Figura 7.29 - Medidas de convergência da via1 – Seção E-0+520,36 m (Modificado - Metrosal, 2006)

7.2.3 - PINOS DE RECALQUE

Os pinos de recalques foram instalados nos pilares e nas vigas frontal e posterior sobre a fachada da pizzaria, no corredor de acesso da escala rolante e na própria escada, com a finalidade de obter as deformações destas estruturas. A medição da instrumentação foi efetuada por nivelamento topográfico de precisão (Fig. 7.30).



Figura 7.30 – (a) Leitura topográfica dos pinos de recalques instalados no pilar frontal da pizzaria. (b) Equipamento utilizado

Os deslocamentos diferenciais nas estruturas situadas sobre o emboque foram elevados, resultando em algumas trincas e deslocamentos nas juntas de retração (Fig. 7.31).



Figura 7.31 – Fissuras causadas pelos deslocamentos diferenciais no corredor de acesso à escada rolante

O prédio da pizzaria apresentava fundação em sapatas rasas, com cerca de 1,5 m de profundidade. As vigas frontal e posterior, onde foram implantados os pinos de recalque, não apresentaram fissuras estruturais devido às grandes alturas e notadamente superarmadas, o que facilitou a absorção de parte das deformações. No caso desta estrutura, os deslocamentos ocasionados pela protensão da cortina do emboque não foram considerados, uma vez que a contenção do emboque já existia desde a construção da Estação de Transbordo da Lapa, sendo apenas reforçada com tirantes passivos e complementada na lateral esquerda.

Na Fig. 7.32 podem ser vistos os deslocamentos em função do tempo para os pinos implantados nos pilares e viga frontal da pizzaria e, na Fig. 7.33, os deslocamentos transversais (bacia de recalque).

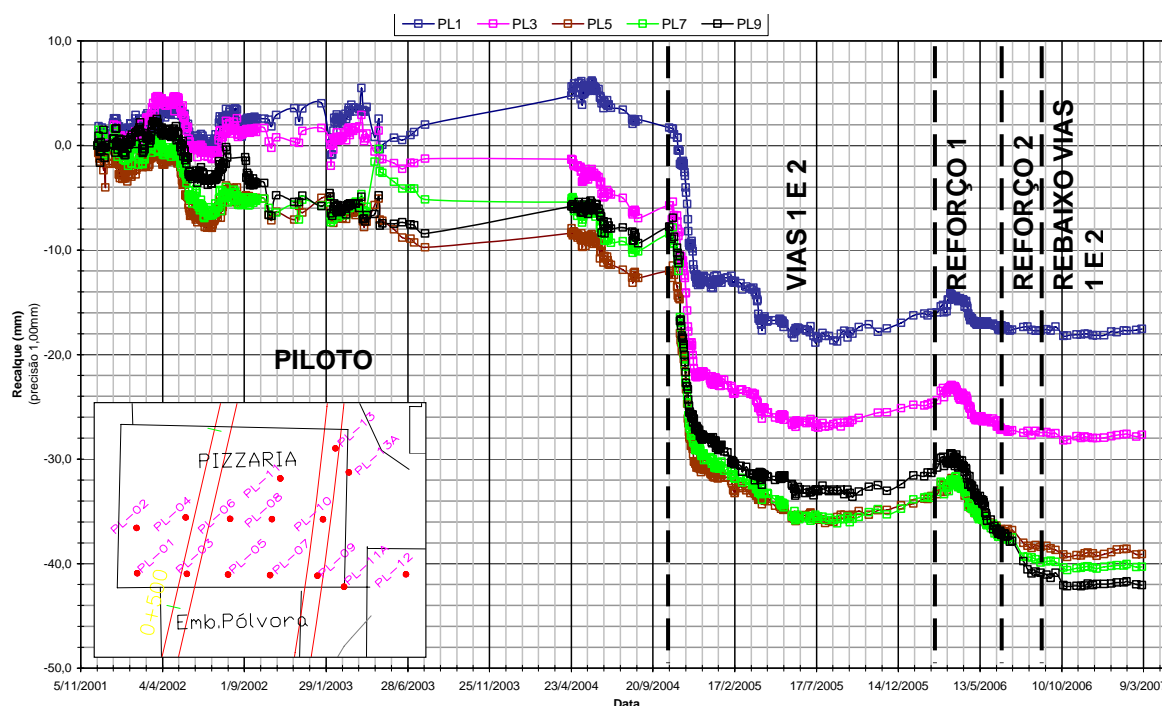


Figura 7.32 – Deslocamentos em função do tempo – pilares e Viga sobre a fachada frontal da pizzaria (Modificado - Metrosal, 2006)

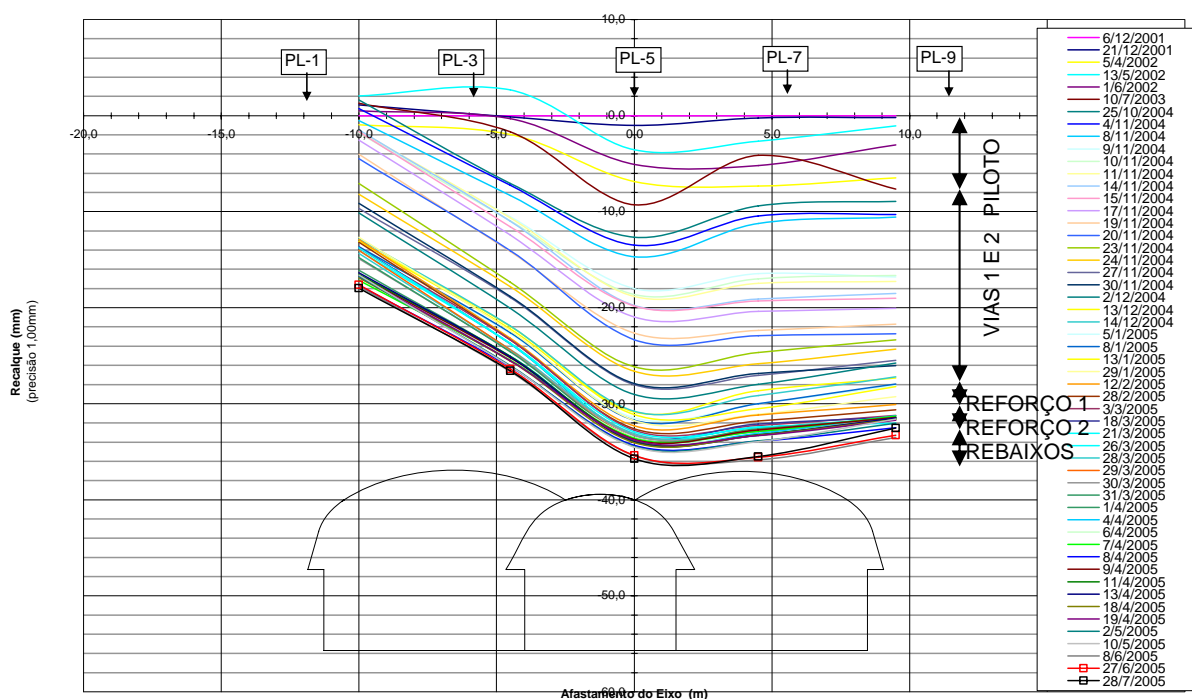


Figura 7.33 – Seção transversal de deslocamento – Pilares e viga sobre a fachada frontal da pizzaria (Modificado - Metrosal, 2006)

Logo após a abertura do túnel piloto, ocorreu a manifestação dos deslocamentos diferenciais na direção da via 2. No entanto, com a escavação das calotas das vias 1 e 2, os deslocamentos diferenciais registrados entre os pinos PL-1 e PL-9, situados nos pilares nas extremidades da pizzaria, se agravaram, atingindo o valor de 20 mm, ou 0,17%, sem sinais de estabilização, que somente veio a ser alcançada após a instalação dos reforços na parede externa da via 2. Mesmo com o reforço, durante a escavação do rebaixo da via 2, os deslocamentos diferenciais ainda foram registrados entre os mesmos pinos de recalque, atingindo o valor máximo de 24 mm, ou 0,21%.

Para a fachada posterior da pizzaria, os pinos apresentaram comportamento similar. As Figs. 7.34 e 7.35 mostram, respectivamente, os gráficos dos deslocamentos em função do tempo e sua seção transversal (bacia de recalque). O valor máximo do deslocamento diferencial registrados entre os pinos PL-2 e PL-10, foi de 20 mm, ou 0,17%, observado após o rebaixo da via 2.

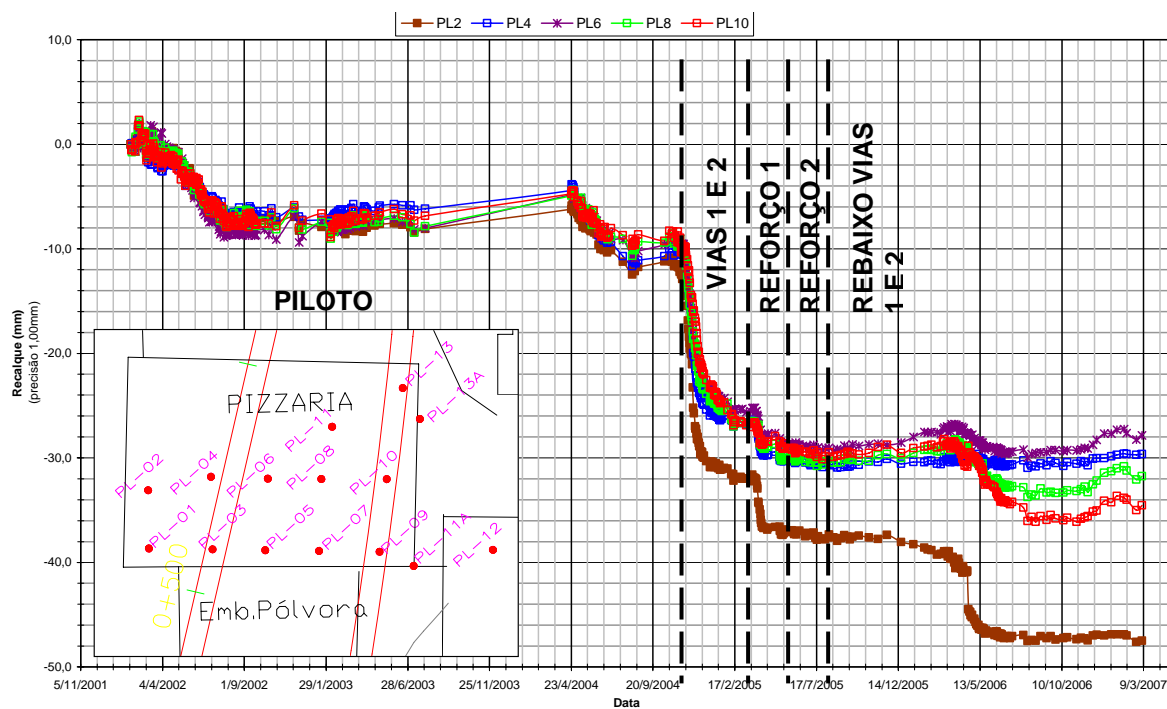


Figura 7.34 - Deslocamentos em função do tempo – Pilares e viga sobre a fachada posterior da pizzeria (Modificado - Metrosal, 2006)

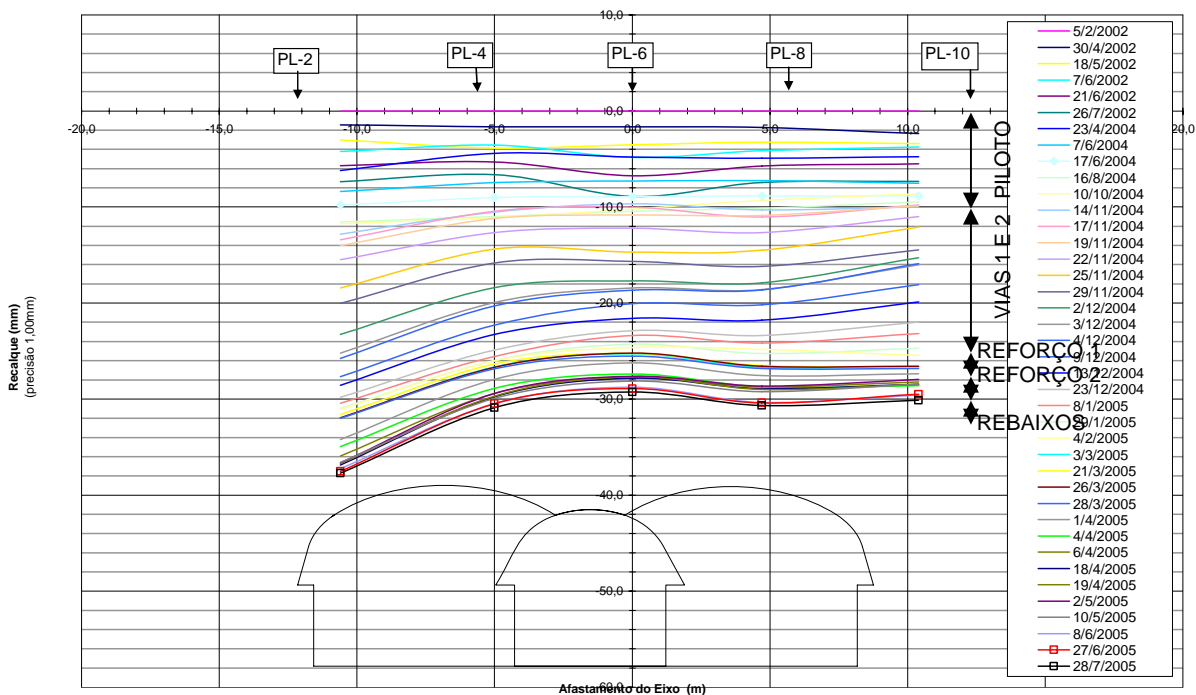


Figura 7.35 - Seção transversal de deslocamento - Viga sobre a fachada posterior da pizzeria (Modificado - Metrosal, 2006)

Para o corredor de acesso à escada rolante, situado exatamente sobre a via 2, os deslocamentos diferenciais (Fig. 7.36), registrados entre os pinos PL12 e PL13, atingiram o valor de 24 mm, ou 0,21%.

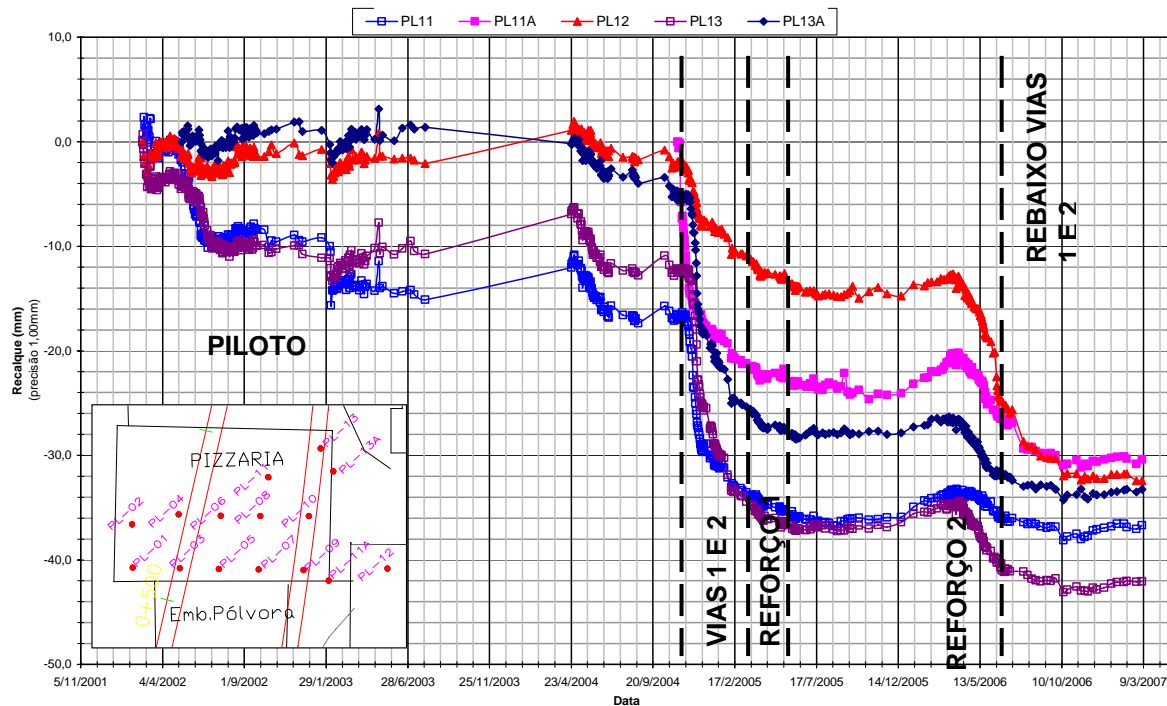


Figura 7.36 - Deslocamentos em função do tempo – Corredor de acesso à escada rolante (Modificado - Metrosal, 2006)

Comportamento similar foi observado na estrutura da escada rolante (Fig. 7.37), onde, logo após a abertura das calotas das vias 1 e 2, ocorreram grandes deslocamentos diferenciais, necessitando a implantação dos reforços na parede externa da via 2. Desta forma, durante o avanço da frente de escavação, não foi necessária a paralisação do equipamento, o que trouxe um alívio para toda a equipe.

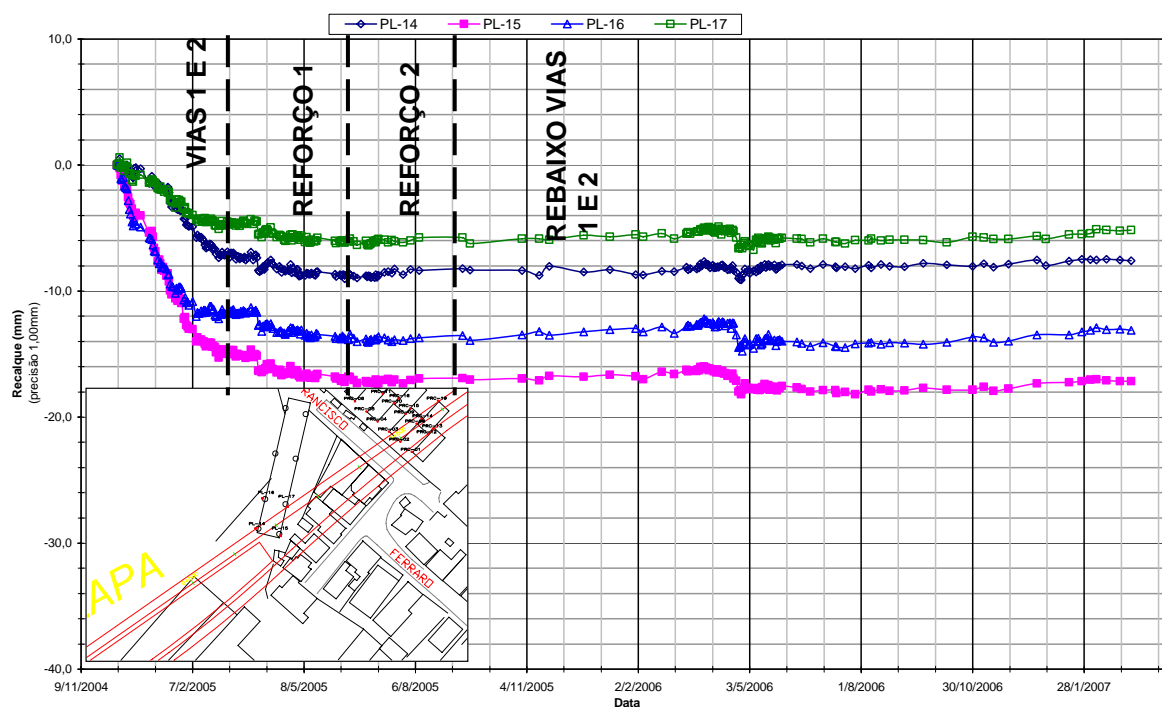


Figura 7.37 - Deslocamentos em função do tempo – Escada rolante (Modificado - Metrosal, 2006)

7.3 - COMENTÁRIOS FINAIS

A necessidade de aplicação de reforço na parede externa da via 2 foi verificada após a leitura dos deslocamentos observados nos pinos de recalque instalados nas fachadas frontal (Fig. 7.33) e posterior (Fig. 7.35) da pizzaria, no corredor de acesso à escada rolante (Fig. 7.36) e na escada rolante (Fig. 7.37). Os deslocamentos diferenciais foram acompanhados do aparecimento de fissuras e de deslocamentos nas juntas de dilatação destas estruturas. O fato não foi mais grave devido à robustez das vigas frontal e posterior sobre a fachada da pizzaria, que absorveram parte das deformações, e da própria presença de juntas abertas nas estruturas.

Com o atirantamento provisório (reforço 1), ocorreu uma sensível redução da convergência, no entanto, persistiam os deslocamentos verticais verificados na instrumentação no interior do túnel. Como o reforço 1 foi efetuado por meio de tirantes implantados na rocha a 45° e protendidos, o componente vertical dessas forças de protensão, agravou ainda mais os deslocamentos verticais da parede externa da via 2, sendo necessária a instalação de um sistema de reforço definitivo (reforço 2), formado, inclusive, por microestacas, também fundadas na rocha sã e

inclinadas de 30°. Desta forma, a estabilidade foi alcançada, mesmo após a execução dos rebaixos das vias 1 e 2.

A cronologia dos acontecimentos foi aproximada, em consequência da velocidade de execução das etapas, da ausência de documentação precisa sobre os acontecimentos e das inúmeras paralisações da obra.

Capítulo

8

Modelagem em Emboques

Considerando que o modelo físico-matemático adotado esteja apto a descrever o comportamento que se quer analisar, qualquer fenômeno físico pode ser avaliado e repetido. Para tanto, é necessário descrever tal modelo por meio de uma ou mais equações diferenciais ou integrais. Com a solução destas equações, podem ser encontradas as relações de comportamento entre as diversas grandezas envolvidas.

Embora este procedimento pareça simples, nem sempre é possível adotar uma série de hipóteses simplificadoras, de tal forma a também simplificar sua descrição e, daí, sua solução. O problema é quando a adoção de alguma hipótese simplificadora compromete ou deixa de descrever algum fenômeno importante do modelo.

Outra alternativa para a solução do problema é a adoção de métodos aproximados numéricos (elementos de contorno, elementos finitos e diferenças finitas) ou mesmo métodos analíticos.

Os métodos analíticos são ferramentas potentes na resolução da maior parte dos problemas de engenharia, porém, para geometrias e condições de contorno complexas torna impraticável ou até mesmo impossível a obtenção de soluções analíticas exatas.

Os métodos numéricos, por outro lado, são amplamente empregados em projetos e na avaliação do comportamento de estruturas, principalmente porque possibilitam modelagem de geometrias complexas e a simulação de estágios de construção e do complexo comportamento de rochas e solos. Os programas tridimensionais são mais precisos e realistas, no entanto, demandam um tempo e um custo de programação e

de interpretação geralmente inapropriados para projetos mais simples. Desta forma, os programas numéricos bidimensionais ainda são os mais utilizados, a despeito das simplificações utilizadas que nem sempre são compatíveis na análise de trechos de emboques de túneis.

Não se pretende aqui descrever todos os métodos de modelagem, sejam analíticos, sejam numéricos, aplicados a escavações, para tal recomenda-se Foá (2005).

Todo o trabalho apresentado neste Capítulo 8 foi desenvolvido no Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Dell'ambiente e delle Geotecnologie (DITAG) do Politecnico di Torino (Itália) e fazendo parte do grupo de pesquisa liderado pelo Prof. Danielle Peila.

8.1 - MEIO EQUIVALENTE

Um dos problemas com a utilização de programas de modelagem é a adoção de meio equivalentes para suportes e reforços, a exemplo da enfilagem.

Para o suporte, na maioria dos problemas envolvendo túneis civis, é utilizado um sistema de concreto projetado, tela metálica ou com a utilização de fibras, e cambotas metálicas.

No caso de reforços, a introdução de barras ou tubos metálicos promove uma melhoria nos parâmetros de deformabilidade e de resistência no solo ou na rocha circundante, formando um sistema misto, que pode ter sua modelagem ainda mais complexa com a consideração de injeções de cimento ou outro aditivo.

Tanto para o suporte, como para o reforço, é formado um sistema composto, no qual é necessário definir parâmetros de deformabilidade e de resistência, assim como uma espessura equivalente. Estes parâmetros serão importantes para a quantificação, durante o cálculo, da parcela de carregamento que será transferida para o reforço e o suporte.

Uma proposta para tal ação foi efetuada por Oreste (1999), para suportes formados por concreto projetado e cambota em aço. O autor considera um meio contínuo de espessura S_{eq} ao longo do túnel com módulo elástico equivalente E_{eq} . Igualando a rigidez normal do sistema real com a rigidez normal equivalente do sistema, tem-se:

$$E_{eq} \cdot S_{eq} = E_{cls} \cdot S + \left(\frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right) \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \quad (8.1)$$

Já a rigidez a flexão:

$$\left(E_{eq} \cdot \frac{S_{eq}^3}{12} \right) = E_{cls} \cdot \frac{S^3}{12} + \left(\frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right) \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \quad (8.2)$$

Onde:

E_{cls} e E_{acc} : módulo elástico do concreto e do aço;

J_{cen} : momento de inércia da cambota;

A_{cen} : área da seção transversal da cambota;

d : distância entre cambotas;

S : espessura do concreto projetado.

Resolvendo o sistema envolvendo as Eqs. 8.1 e 8.2, tem-se:

$$S_{eq} = \sqrt{\frac{\left(E_{cls} \cdot S^3 + 12 \cdot \left(\frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right) \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \right)}{\left(E_{cls} \cdot S + \left(\frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right) \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right)}} \quad (8.3)$$

$$E_{eq} = \frac{\left[E_{cls} \cdot S + \left(\frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right) \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right]^{3/2}}{\sqrt{E_{cls} \cdot S^3 + 12 \cdot \left(\frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right) \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d}}} \quad (8.4)$$

Obtendo, neste cálculo, o estado de solicitação no suporte equivalente (N_{tot} , T_{tot} e M_{tot}), pode-se definir as solicitações máximas em cada um dos elementos que compõe o suporte (concreto e cambota metálica). Por hipótese, o momento fletor e a

força cisalhante devem ser absorvidas integralmente pela cambota metálica, e a força normal deverá ser repartida conforme a rigidez de cada elemento. Desta forma:

$$N_{cen} = \frac{E_{acc} \cdot \frac{A_{cen}}{d}}{E_{eq} \cdot S_{eq}} \cdot N_{tot} \cdot d = \frac{E_{acc}}{E_{eq}} \cdot \frac{A_{cen}}{S_{eq}} \cdot N_{tot} \quad (8.5)$$

$$M_{cen} = M_{tot} \cdot d \quad (8.6)$$

$$T_{cen} = T_{tot} \cdot d \quad (8.7)$$

$$N_{cls} = N_{tot} - \frac{N_{cen}}{d} \quad (8.8)$$

Onde:

N_{tot} , M_{tot} e T_{tot} : força normal, momento fletor e força cisalhante no suporte equivalente por metro de profundidade, respectivamente;

N_{cen} , M_{cen} e T_{cen} : força normal, momento fletor e força cisalhante na cambota;

N_{cls} : força normal no concreto projetado por metro de profundidade.

Outra possibilidade de cálculo é a utilização de um meio equivalente (Hoek, 2004) proposto inicialmente para enfilagens, cuja resistência e deformabilidade são obtidas multiplicando-se a resistência (ou o módulo elástico) de cada componente (aço, solo/rocha e nata de cimento) pela área da seção transversal de cada um deles, e, depois, dividindo o somatório deste produto pela área total. Ou seja:

$$E_{eq} = \frac{\sum A \cdot E}{A_{total}} \quad (8.9)$$

$$\sigma_{eq} = \frac{\sum A \cdot \sigma}{A_{total}} \quad (8.10)$$

Onde:

A: área da seção transversal de cada elemento;

σ : resistência de cada elemento;

E: módulo elástico de cada elemento (aço, solo/rocha, nata de cimento etc.).

Embora as duas proposições apresentadas possam ser utilizadas tanto para a enfilagem, como para o suporte equivalente, ambas apresentam sérias limitações, principalmente quanto se trata de avaliar qual a área de solo ou rocha a ser considerada no sistema.

No caso de enfilagem, Hoek (2004) sugere a utilização da largura do degrau requerido para instalação da enfilagem (50 a 70 cm) como largura do solo considerado no cálculo.

Outro problema refere-se aos parâmetros de resistência. Não existe na literatura um método consagrado para estimativa da coesão e do ângulo de atrito equivalentes que possa representar, convenientemente, os elementos relacionados na enfilagem. Para tal, a experiência com casos anteriores é essencial para uma boa estimativa dos parâmetros de resistência equivalentes.

Barla & Barla (2004) efetuaram uma retroanálise em um túnel urbano em La Spezia (Itália), onde foram utilizadas enfilagens em tubos de fibra de vidro com diâmetro de 60 mm e espessura de parede de 10 mm. Utilizando programas numéricos em 3D, os autores chegaram a interessantes resultados, adotando, para o meio equivalente, uma coesão três vezes maior que a do solo natural. Porém não foram observadas sensíveis alterações no valor do ângulo de atrito, que permaneceu nos mesmos valores do solo natural.

Lombardi (1978) propõe, para a zona de consolidamento ao redor da abertura do túnel em que é aplicado algum aglutinante (nata de cimento, epóxi etc.), um acréscimo na coesão natural do solo, conforme:

$$C^* = c + T/d \quad (8.11)$$

Onde:

c = coesão original do solo;

C^* = coesão de um meio equivalente consolidado;

T = resistência ao cisalhamento do material utilizado (nata e cimento, epóxi etc.)

d = espessura da zona consolidada.

No entanto, o autor não se refere ao ângulo de atrito ou como ele pode ser alterado pelo consolidamento.

8.2 - SIMULAÇÃO DE ESTÁGIOS DE CONSTRUÇÃO EM PROGRAMAS BIDIMENSIONAIS

A modelagem de escavação em túneis sempre requer uma análise tridimensional, uma vez que, diferentemente do que acontece em programas bidimensionais, nesta análise é possível simular, convenientemente, a progressão da escavação e, conseqüentemente, as alterações nos estados de tensão e de deformação na área da frente de escavação, antes da aplicação do suporte.

No intuito de minimizar esta lacuna, algumas ferramentas, denominadas de análises pseudotridimensionais (Wittle, 2000), podem ser usadas em programas bidimensionais.

Basicamente, os programas numéricos pseudotridimensionais são utilizados de forma que a escavação e a aplicação do suporte sejam efetuadas em alguns estágios. Três grupos de procedimentos podem ser enumerados (Fig. 8.1):

- Alívio de tensão pela redução do módulo elástico;
- Alívio de tensão pela redução de uma força virtual instalada ao longo da circunferência interna do túnel;
- Completo alívio elástico da tensão.

Na Fig. 8.1a, a pré-deformação é conseguida a partir da redução do módulo elástico do solo ou rocha onde será efetuada a escavação.

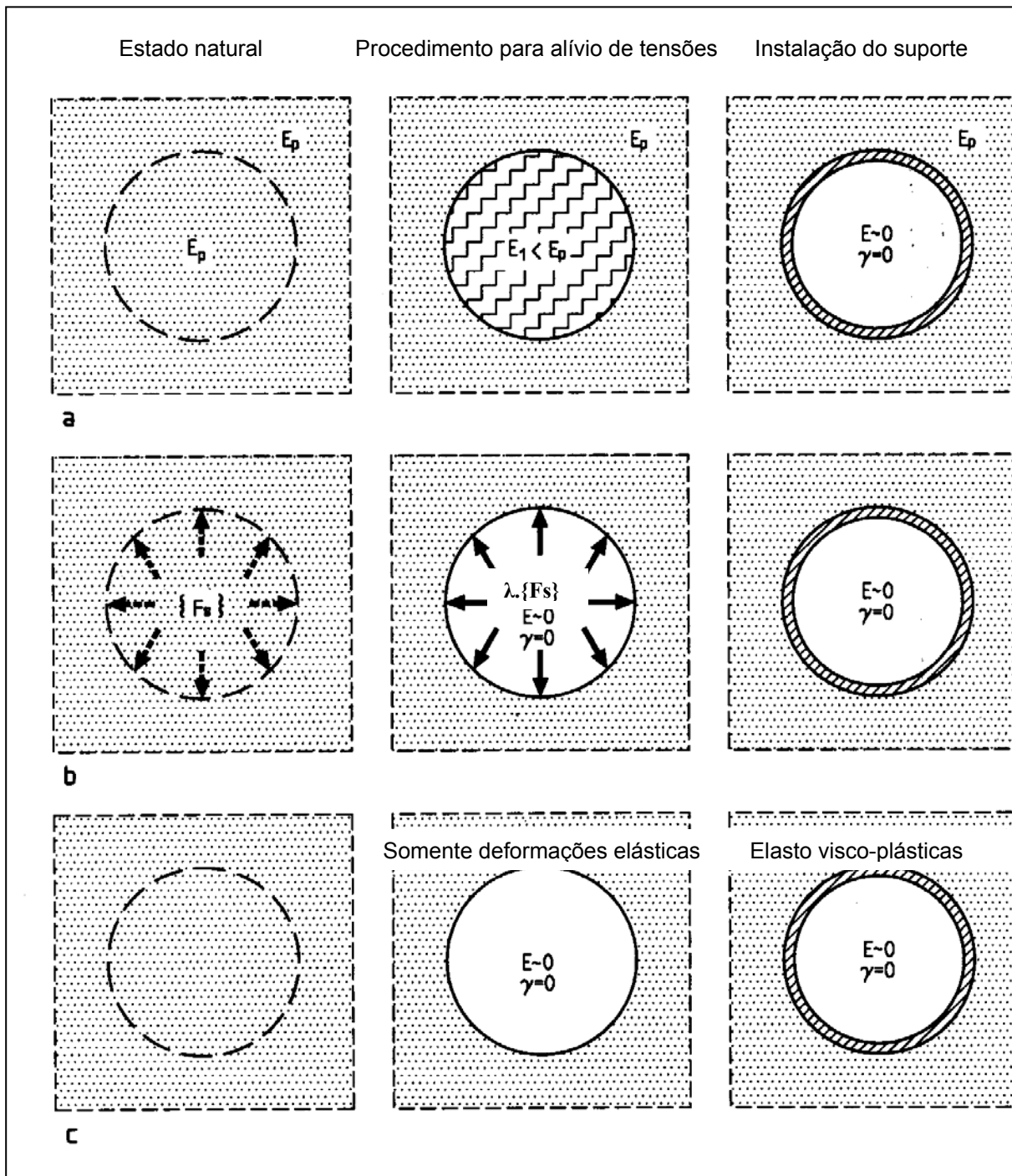


Figura 8.1 – Procedimentos utilizados visando simular a frente de escavação antes de instalação do suporte em análises bidimensionais (ou pseudotridimensionais): (a) alívio de tensões pela redução do módulo elástico; (b) alívio de tensões pela redução de força virtual agindo ao longo da circunferência do túnel ($\lambda < 1,0$); (c) alívio completo das tensões elásticas (Modificado - Wittle, 2000).

Na Fig. 8.1b, $\{FS\}$ representa forças virtuais existentes na circunferência de abertura do túnel no estado *in situ*. A pré-deformação é alcançada pela diminuição, ao mesmo tempo, das forças $\{FS\}$, pela multiplicação por um fator inferior à unidade

($\lambda < 1$), e do peso específico do solo e o módulo elástico ao valor zero. O suporte deverá ser instalado no sistema na mesma etapa em que as forças virtuais atingem zero.

A pressão inicial (no caso b) coincide com a condição de equilíbrio estático original do solo, quando a frente de escavação está distante da seção estudada, e torna-se nula quando a frente de escavação encontra-se além da seção estudada em uma distância tal que a influência nas tensões e deformações devido à frente de escavação possa ser negligenciada. Entre estes dois limites extremos, a pressão interna deverá ser progressivamente reduzida, e, conseqüentemente, as deformações no contorno interno do túnel acontecem proporcionalmente à percentagem de redução destas tensões.

Wittle (2000) sugere que as velocidades de redução do módulo elástico (no caso a) e das forças virtuais radiais (no caso b) dependam do comprimento de avanço de escavação, do instante de instalação do suporte, das propriedades do solo/rocha e do sistema de suporte empregado.

O procedimento ilustrado na Fig. 8.1c, pressupõe que o suporte é unicamente carregado por deformações visco-plásticas que ocorrem na massa de solo/rocha devido à escavação do túnel e que as deformações elásticas resultantes da escavação não conduzem a tensões no suporte. Daí, após encontrar o estado de tensões *in situ*, a escavação do túnel é simulada sem considerar o suporte e permitindo, apenas, as deformações elásticas da massa de solo/rocha. Conseqüentemente, o suporte é instalado somente dentro de um sistema de deformação elástico.

Já Negro Jr. & Queiroz (2000) acrescentaram mais um procedimento, dividindo, assim, em quatro técnicas utilizadas para simulação do efeito tridimensional em análises bidimensionais: Remoção progressiva do núcleo, redução de tensões, amolecimento do núcleo e convergência imposta. Os mesmos autores efetuaram um levantamento das técnicas utilizadas nas décadas de 80 e 90, criando um quadro percentual das aplicações delas (Fig. 8.2).

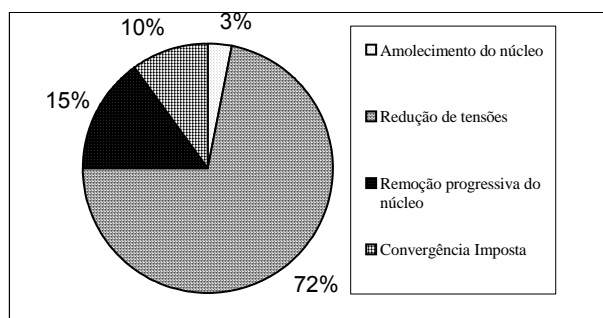


Figura 8.2 Tipos de simulações para o efeito tridimensional (modificado - Negro Jr. & Queiroz, 2000)

Nota-se que a técnica da redução de tensões é a mais comumente utilizada, com 72% dos casos levantados. No entanto, estabelecer a velocidade de redução da tensão interna nem sempre é uma tarefa fácil, principalmente no caso de emboques de túneis, quando:

- Não é possível negligenciar a variação do estado de tensões entre o piso e o teto do túnel (é o caso de existência de baixa cobertura);
- Não é possível assumir uma condição isostática (é o caso de existência de baixa cobertura);
- A seção do túnel não é circular;
- Não se pode assumir um comportamento elástico para o solo;
- As fases de construção do túnel envolvem sistemas de suportes complexos, tais como enfilagens, grampos injetados, cambotas, concreto projetado, suportes em várias etapas etc. (muito comum em emboques);
- O avanço do túnel envolve estágios diversos (muito comum em emboques).

Por essa razão, atribuir um valor errôneo a λ pode representar aumento ou redução de deformações no contorno interno do túnel. Malato et al. em 1998, citado em Moraes Jr. et al. (2001) concluíram, por meio de comparação dos resultados da análise tridimensional com os da bidimensional, que as forças nodais no contorno da escavação deveriam ser reduzidas para valores entre 35 e 40% na análise bidimensional. Observaram, ainda, que esta percentagem para o fator de relaxamento crescia à medida que o comprimento da frente livre de escavação também aumentava, podendo chegar até 50%.

Moraes Jr. et al. (2001) ressaltaram, no entanto, que, nesta técnica, não é possível incluir efeitos 3D, devido à transferência de tensões longitudinal por arqueamento (pré-convergência).

Como forma de considerar este efeito, Parreira & Azevedo em 1994, citado em Moraes Jr. et al. (2001) propuseram uma extensão desta técnica. No entanto, Moraes Jr. et al. (2001) acrescentaram que o método proposto introduz vários outros parâmetros adicionais de projeto (rigidez parcial de cada camada, fatores de redução de rigidez, fatores de redução de carga), o que o torna de difícil aplicação e calibração na prática. Em análises efetuadas no metrô de Brasília, estes autores concluíram que apenas um método de cálculo - como o dos elementos finitos tridimensionais e com uma adequada lei constitutiva para representar o comportamento do solo - era capaz de simular, de maneira conceitual e formalmente correta, os mecanismos de deformações resultantes.

8.3 - ESTUDO DE UM CASO TEÓRICO

Com intuito de fornecer uma melhor compreensão tanto da interação entre os elementos de reforço interno (enfilagens) e o maciço como da aplicabilidade de vários modelos de cálculo, realiza-se aqui uma comparação de resultados obtidos aplicando vários métodos analíticos: viga bi e multiapoiadas com suportes flexíveis e modelos numéricos bidimensionais e tridimensionais (modelagem das enfilagens ou grampos injetados como uma concha reforçada que envolve a escavação do túnel e como um sistema de elementos individuais). Parte deste trabalho encontra-se publicado em Silva et al. (2009).

8.3.1 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E GEOTÉCNICOS

O túnel analisado possui uma geometria baseada em um portal de túnel rodoviário (Fig. 8.3), cuja escavação foi realizada em seção plena e em etapas de avanço de 1 m, sob condições drenadas e baixa cobertura. Foram utilizadas enfilagens com 60 tubos metálicos de 18 m de comprimento e espaçados de 30 cm. Os dados geométricos e geotécnicos do solo estão resumidos nas Tabs. 8.1 e 8.2. Foram estabelecidas duas alturas de coberturas com um e quatro diâmetros. Os parâmetros geotécnicos tiveram como base uma areia siltosa com dois valores de

coesão drenada, de 10 e 50 kPa, e também foi adotado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os valores de coesão foram escolhidos de tal forma que a frente de escavação fosse estável segundo o método de cálculo de Anagnostou & Serafeimidis (2007), evitando, assim, que a instabilidade na frente de escavação pudesse influenciar as tensões e deslocamentos nas enfilagens.

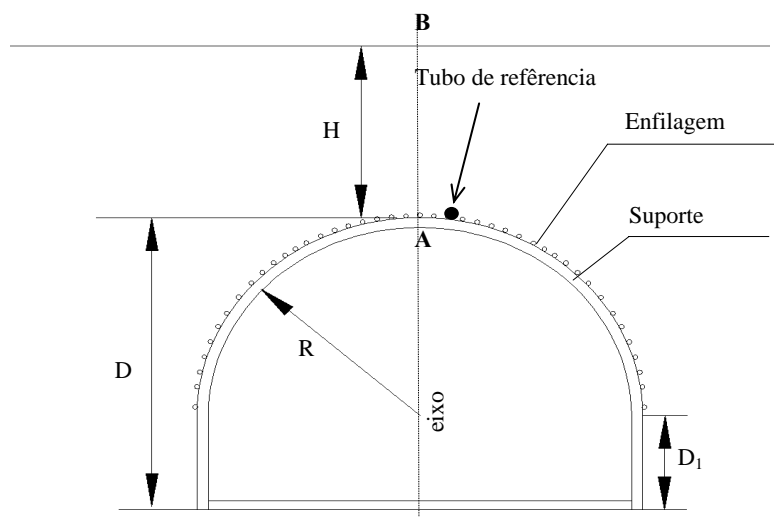


Figura 8.3 – Geometria do túnel analisado

Tabela 8.1 – Dados geométricos do túnel analisado

Modelo	D	R	D1	H	Número de tubos	Distância entre tubos	Diâmetro dos tubos	Espessura dos tubos
	[m]	[m]	[m]	[m]	[#]	[m]	[mm]	[mm]
1	8.8	5.3	3.5	8.8 (1 D)	60	0.3	127	10
2	8.8	5.3	3.5	35 (4 D)	60	0.3	127	10

Para o coeficiente de empuxo no repouso foi adotado o valor de 0,5 em todas as análises, como forma de simplificação. No caso das análises que requeriam modelagem das enfilagens como uma concha reforçada que envolvia a escavação do túnel, foram adotados parâmetros geotécnicos equivalentes baseados na média ponderada das áreas entre os elementos estruturais e o solo, conforme proposto por Hoek (2001).

Tabela 8.2 – Parâmetros geotécnicos do solo natural (tipo a e b) e do meio equivalente solo+enfilagem (tipo i).

Tipo de solo	Peso específico [kN/m ³]	Módulo elástico [MPa]	Coef. de Poisson [-]	Ângulo de atrito [°]	Coesão drenada [kPa]	Espessura [mm]
a	17	100	0,3	35	10	-
b	17	100	0,3	35	50	-
i	17	46000	0,3	45	200	350

8.3.2 - MÉTODOS NUMÉRICOS E ANALÍTICOS UTILIZADOS

Os programas numéricos utilizados para o cálculo são: Flac 3D, versão 8.10 (Itasca Consulting Group, 2006), onde os tubos foram individualmente modelados; Plaxis 3D Tunnel (Brinkgreve & Vermeer, 2001b) e Plaxis 2D, versão 8.1 (Brinkgreve & Vermeer, 2001a) e Phase 2D v. 6.0, (Rocscience, 2005), onde os tubos foram modelados como um material equivalente que formava uma concha reforçada que envolvia a escavação do túnel (Figs. 8.4, 8.5, 8.6 e 8.7).

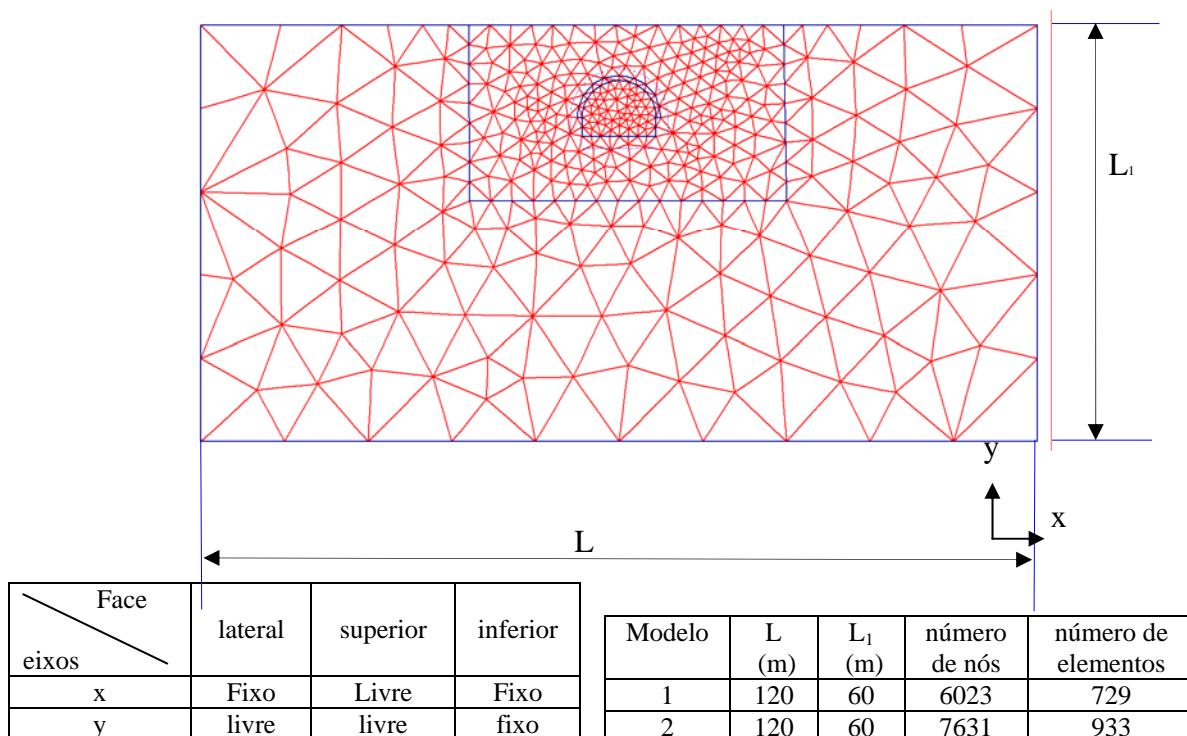


Figura 8.4 - Plaxis 2D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos

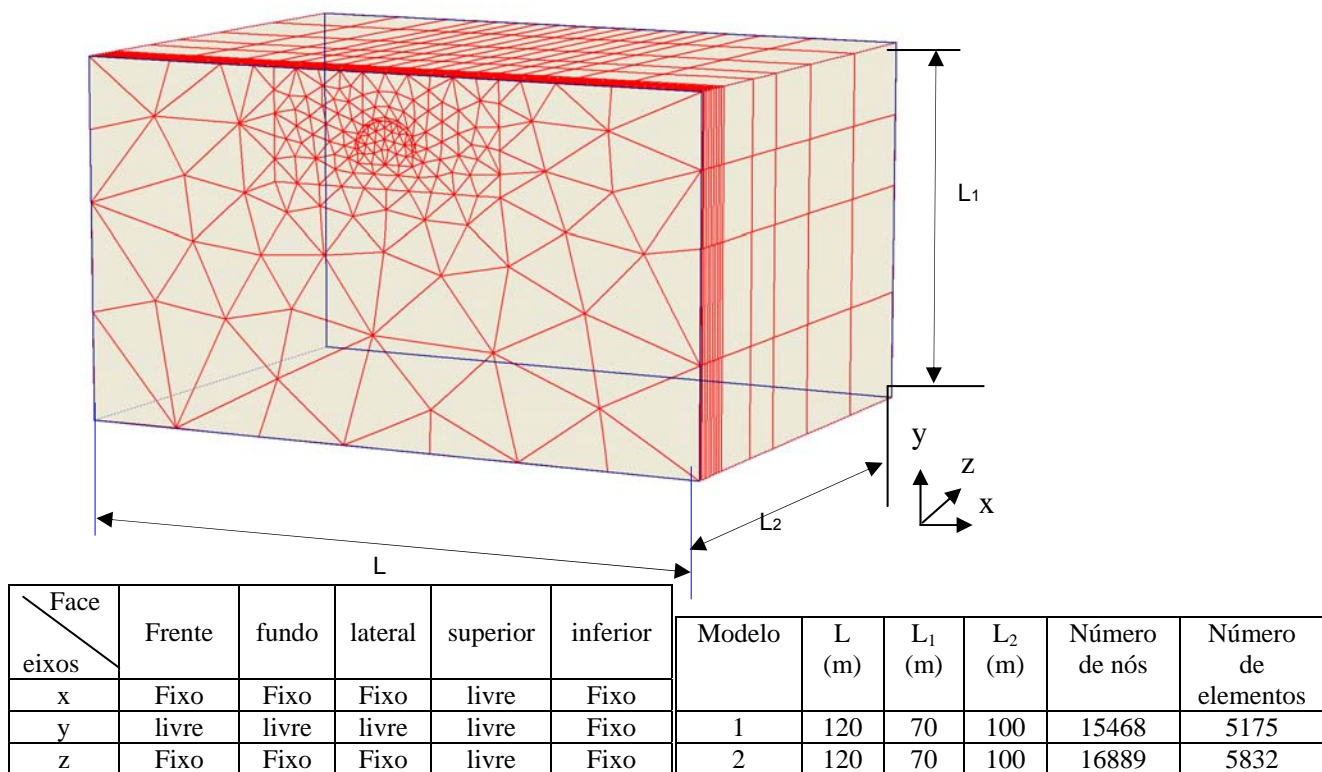


Figura 8.5 - Plaxis 3D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos.

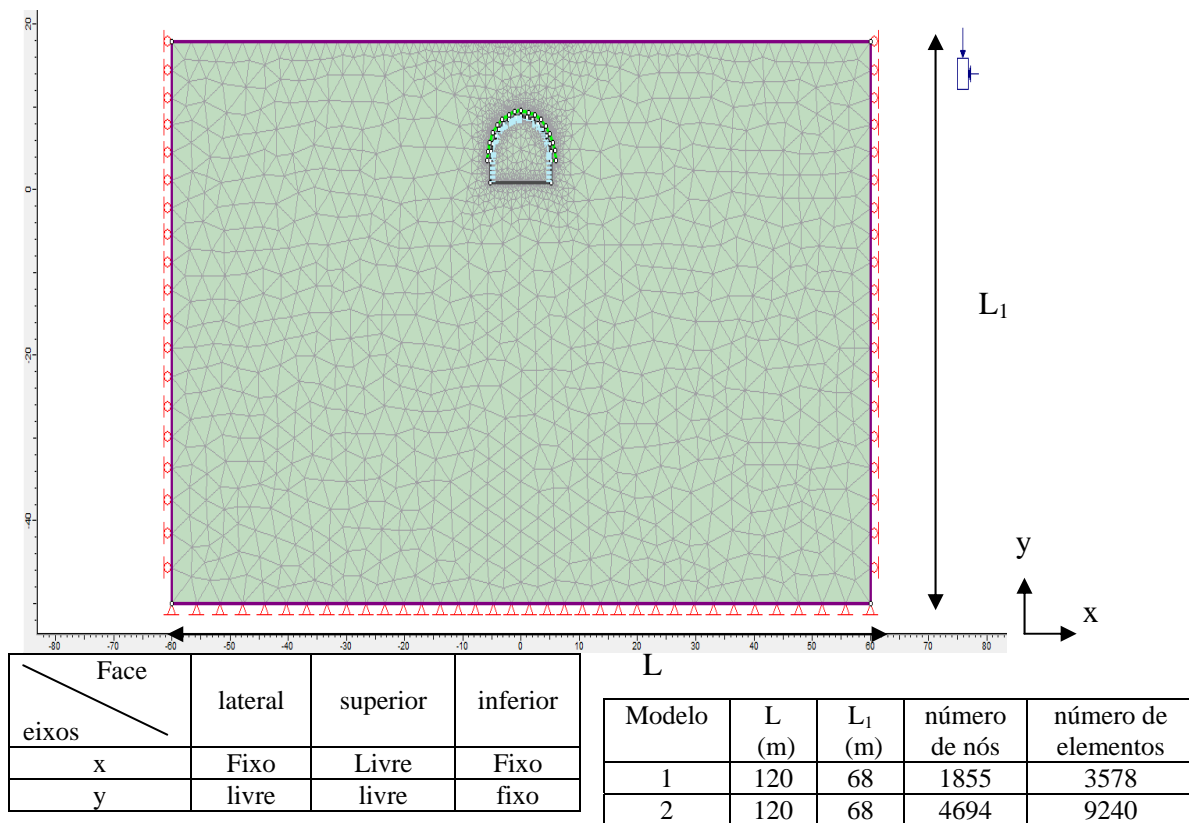


Figura 8.6 - Phase 2D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos

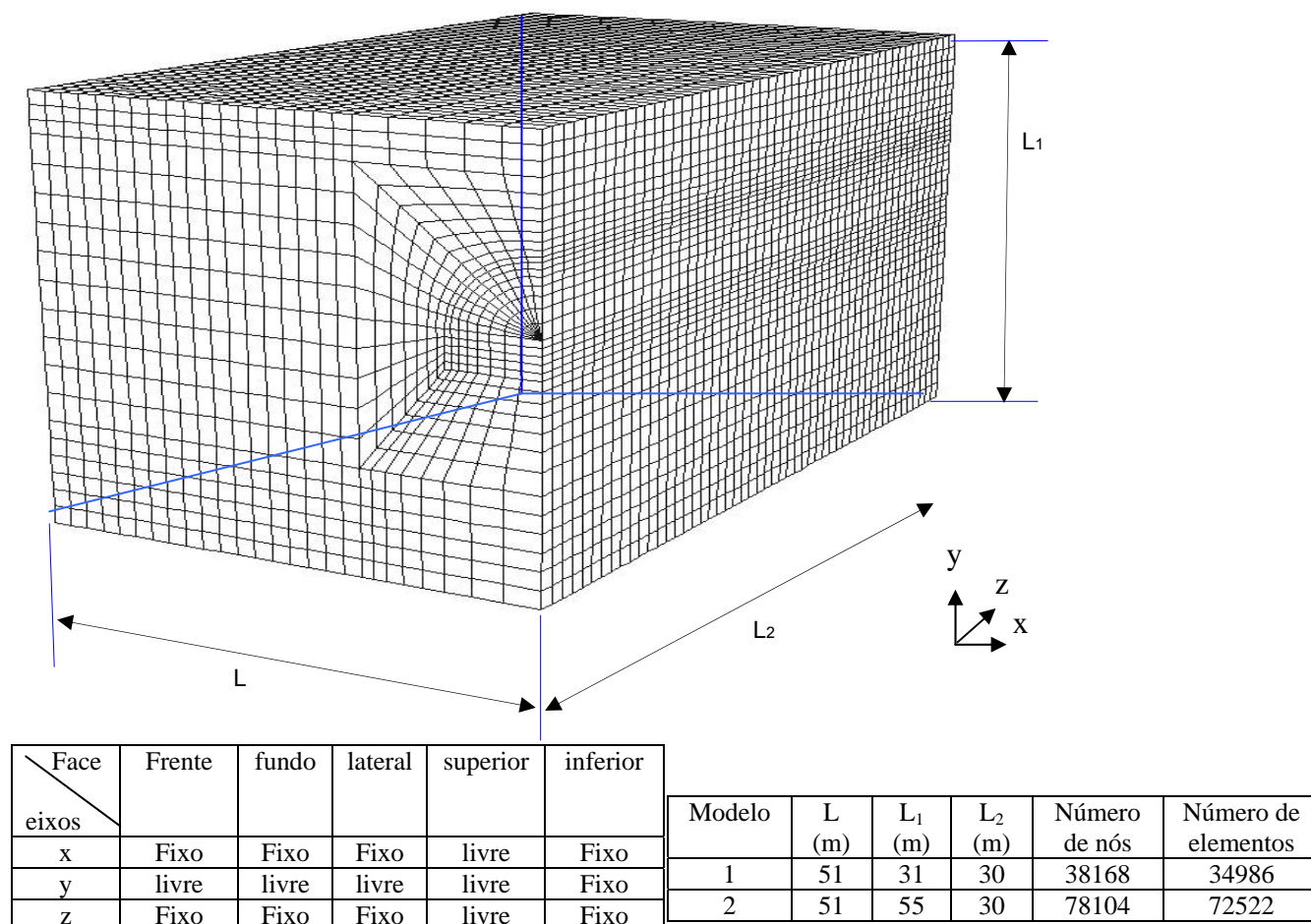


Figura 8.7 - Flac 3D. Malha para o Modelo 1 e dados gerais dos dois modelos.

Com relação à sequência de escavação, para o modelo 3D, foram adotadas as seguintes etapas:

- I. Instalação da enfilagem, com 18 m de comprimento;
- II. Escavação de 1 m em seção plena;
- III. Instalação de suporte rígido no primeiro metro;
- IV. Escavação do segundo metro em seção plena;
- V. Instalação de suporte rígido no segundo metro, simultaneamente à escavação do terceiro metro;
- VI. Continuidade do passo anterior até uma vez o diâmetro do túnel (cerca de 9 m).

A utilização de suportes rígidos - com módulo elástico do aço - teve como finalidade minimizar a influência da deformação do suporte sobre a deformação global do conjunto. Desta forma, a quase totalidade das deformações tem origem na deformação da enfilagem.

Para as análises numéricas bidimensionais:

- No programa Phase 2D usou-se o processo de redução do módulo elástico inicial em 50 e 70%, antes da escavação total e da aplicação simultânea do suporte;
- No programa Plaxis 2D foi utilizada a redução da força virtual aplicada no interior do túnel em $\lambda=30, 40$ e 50% do valor inicial. A instalação do suporte é efetuada quando as forças internas atingem o valor zero.

Para o método analítico, levando-se em conta vigas bi e multiapoiadas, no caso de cobertura com apenas um diâmetro, foi considerado o peso total de solo acima do teto do túnel. No caso de cobertura com 4.D, foi observada a altura de terra conforme a proposta de Terzaghi (1943). Ainda para a viga multiapoiada foram utilizados na questão da rigidez das molas (K) valores propostos para o projeto de fundações em areia (Bowles, 1982).

A Fig. 8.8 mostra a geometria utilizada no cálculo analítico para as vigas multiapoiadas, assim como as propriedades utilizadas para as molas (K).

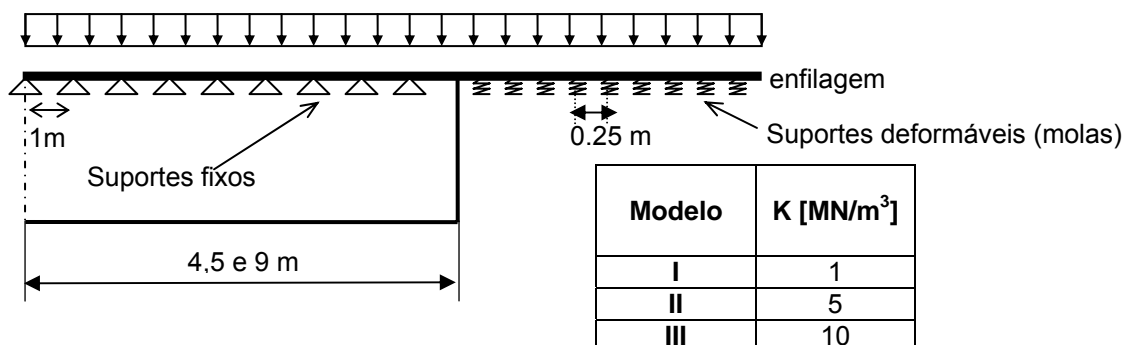


Figura 8.8 – Geometria para a viga multiapoiada e rigidez das molas de suporte.

8.3.3 - RESULTADOS OBTIDOS

São apresentados os resultados obtidos para os deslocamentos no teto do túnel e na superfície do terreno e os momentos fletores registrados nos tubos de enfilagem, com os diversos métodos computacionais, considerando coberturas do túnel de 1.D (8,8 m) e 4.D (35 m).

8.3.3.1 - COBERTURA DE 1.D (8,8 m)

Para a cobertura do túnel de 8,8 m, equivalente a uma vez seu diâmetro, são os deslocamentos e os momentos fletores registrados:

8.3.3.1.1 - DESLOCAMENTOS

As Figs. 8.9 e 8.10 apresentam os resultados obtidos para os deslocamentos no teto do túnel (ponto A da Fig. 8.3) e na superfície do terreno (ponto B da Fig. 8.3) com a utilização dos programas tridimensionais Flac 3D e Plaxis Tunnel, respectivamente para coesão de 10 e 50 kPa. Foram consideradas cobertura de 1.D (8,8 m) e escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal.

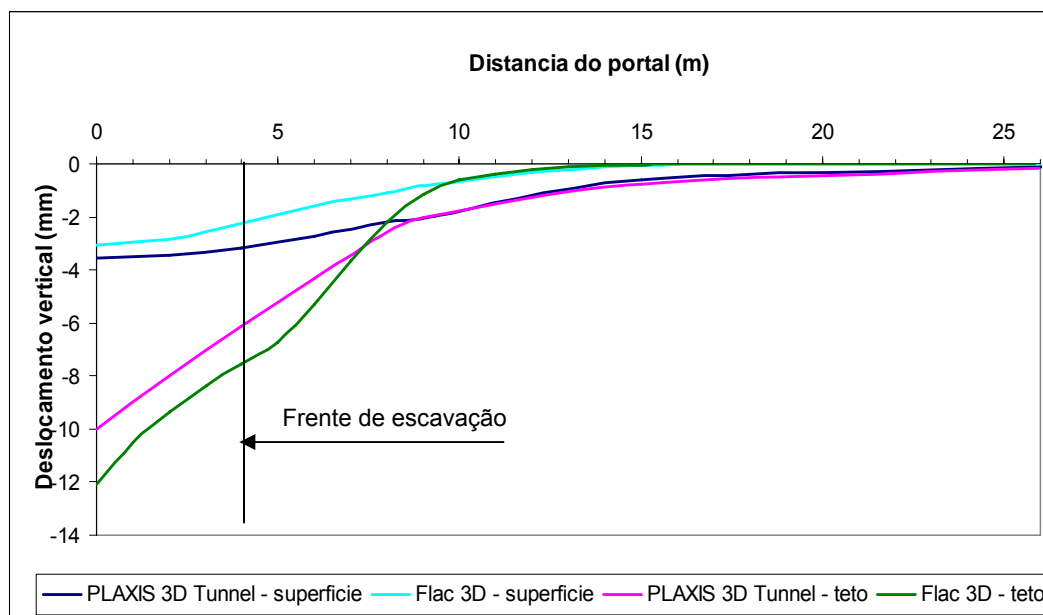


Figura 8.9 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 10 kPa.

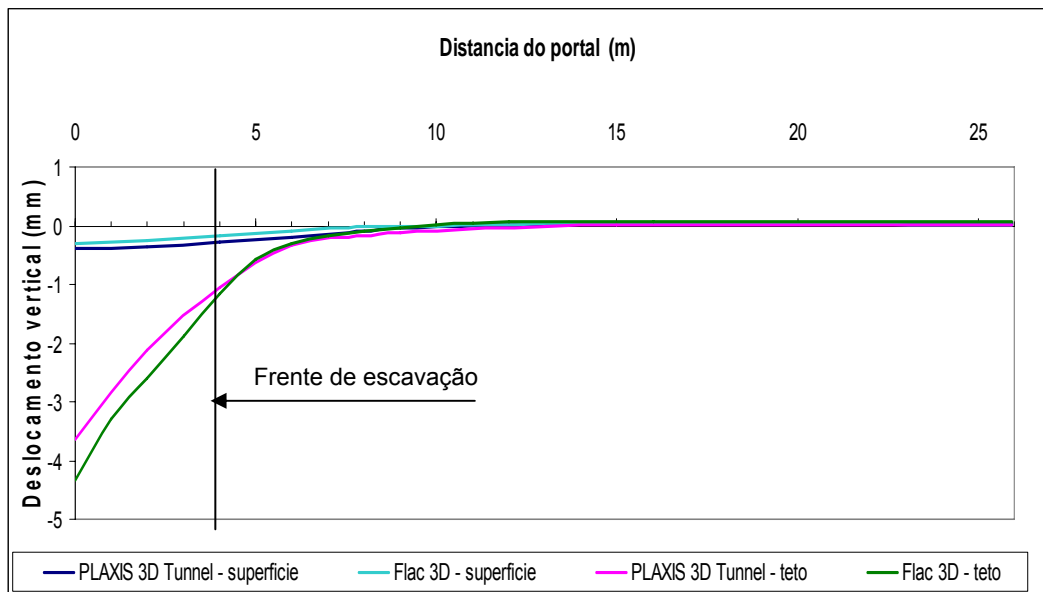


Figura 8.10 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 50 kPa.

As Figs. 8.11 e 8.12 apresentam os resultados obtidos para os deslocamentos no teto do túnel (ponto A da Fig. 8.3) e na superfície do terreno (ponto B da Fig. 8.3) com a utilização dos programas tri-dimensionais Flac 3D e Plaxis Tunnel, respectivamente para coesão de 10 e 50 kPa. Foram consideradas cobertura de 1.D (8,8 m) e escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal.

A Tab. 8.3 mostra os deslocamentos verticais máximos no teto do túnel obtidos com os diferentes programas: Phase 2D, com o uso do processo de redução do módulo elástico; Plaxis 2D, utilizando o processo de redução da força virtual aplicada no interior do túnel; Plaxis 3D Tunnel e Flac 3D. Foram consideradas cobertura de 1.D, frente de escavação de 0,5.D e 1.D de distância do portal e coesão de 10 e 50 kPa.

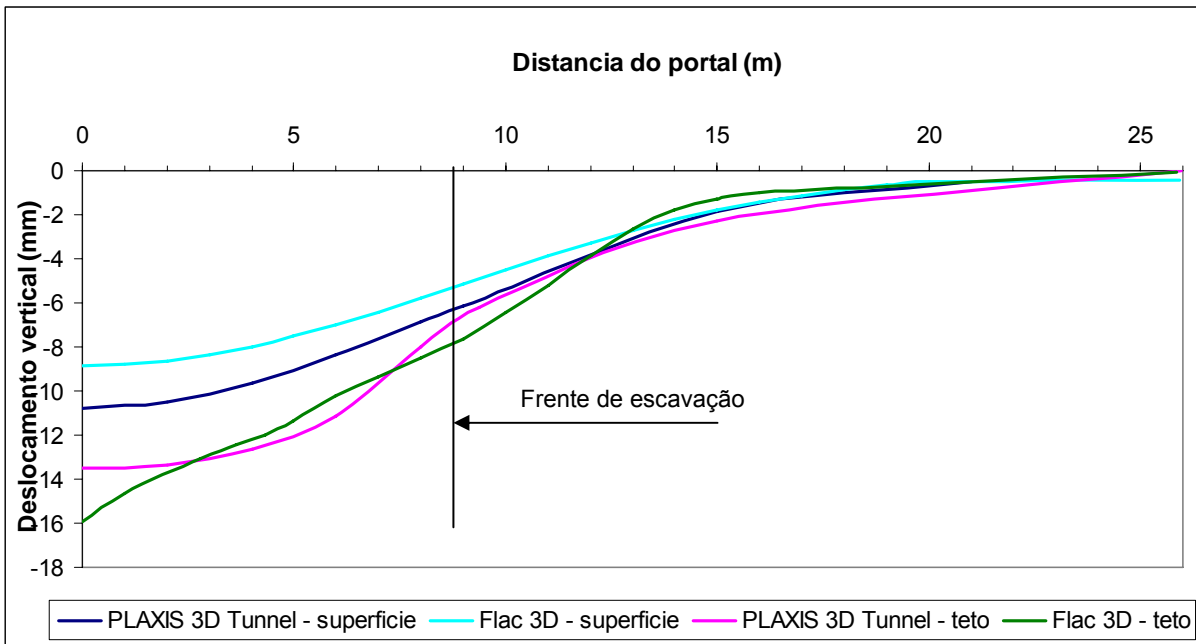


Figura 8.11 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 10 kPa.

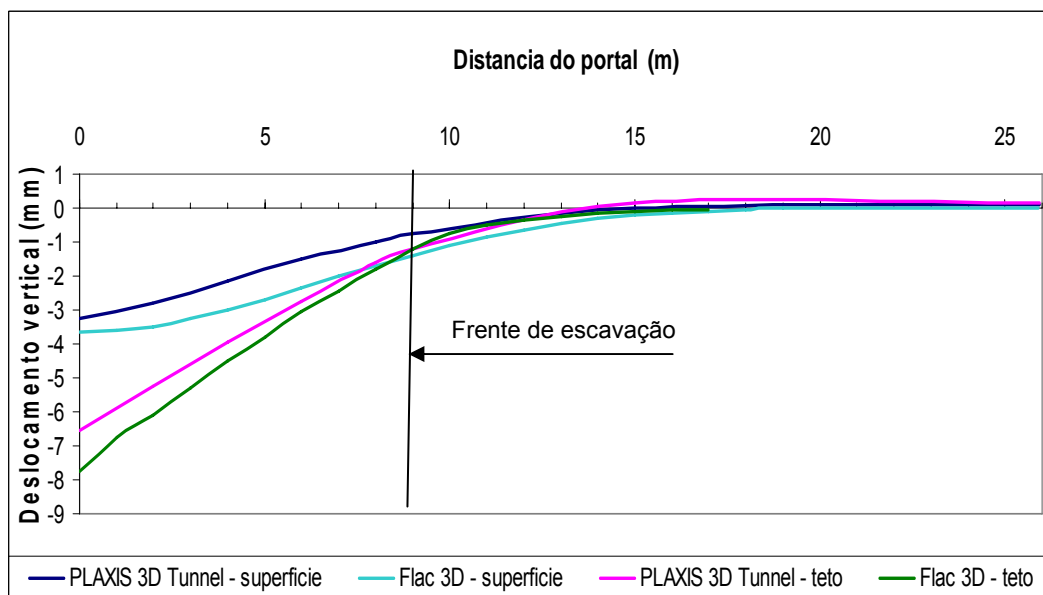


Figura 8.12 - Deslocamentos verticais no teto do túnel e na superfície do terreno com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 1.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 50 kPa.

Tabela 8.3 - Deslocamentos verticais máximos no teto do túnel com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 1.D.

Distância da frente de escavação (m)	coesão (kPa)	Deslocamentos verticais (mm)						
		Flac 3D	Plaxis 3D Tunnel	Plaxis 2D			Phase 2D	
				$\lambda=30\%$	$\lambda=40\%$	$\lambda=50\%$	E=50%	E=70%
0,5.D	10	-12,1	-10,0	-0,6	-3,4	-13,0	-827,0	-832,0
0,5.D	50	-4,2	-3,6	-0,5	-1,3	-3,2	-705,0	-737,0
1.D	10	-15,9	-13,5	-0,6	-3,4	-13,0	-827,0	-832,0
1.D	50	-7,7	-6,5	-0,5	-1,3	-3,2	-705,0	-737,0

A Tab. 8.4 mostra os mesmos valores para os deslocamentos verticais máximos observados na superfície do terreno.

Tabela 8.4 - Deslocamentos verticais máximos na superfície do terreno com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 1.D.

Distância da frente de escavação (m)	coesão (kPa)	Deslocamentos verticais (mm)						
		Flac 3D	Plaxis 3D Tunnel	Plaxis 2D			Phase 2D	
				$\lambda=30\%$	$\lambda=40\%$	$\lambda=50\%$	E=50%	E=70%
0,5.D	10	-3,1	-3,6	-0,4	-2,8	-11,0	-797,0	-798,0
0,5.D	50	-0,3	-0,4	-0,2	-0,9	-2,5	-671,0	-701,0
1.D	10	-9,0	-10,8	-0,4	-2,8	-11,0	-797,0	-798,0
1.D	50	-3,5	-3,2	-0,2	-0,9	-2,5	-671,0	-701,0

Como pode ser observado, os valores de deslocamentos verticais obtidos com os programas numéricos Plaxis 3D Tunnel, onde foi utilizado o meio homogêneo para consideração da enfilagem, e Flac 3D, onde os tubos de enfilagem foram modelados individualmente, mostraram-se muito próximos para os valores de coesão de 10 e 50 kPa e avanços de escavação de 0,5.D e 1.D.

A adoção de programa numérico pseudotridimensional onde é utilizado o processo de redução do módulo elástico, a exemplo do Phase 2D, não produziu resultados adequados. Os valores observados são sensivelmente superiores aos mesmos obtidos em programas numéricos tridimensionais.

Quanto ao programa numérico pseudo-tridimensional com o processo de redução das forças internas que agem sobre o contorno do túnel é visto como adequado, porém o valor final de λ pode variar muito.

8.3.3.1.2 – MOMENTOS FLETORES

Para o dimensionamento estrutural dos tubos de enfilagem é importante conhecer os valores dos momentos fletores existentes. Para tanto, torna-se necessário o uso de métodos analíticos que interpretam as enfilagens como vigas bi ou multiapoiadas, que trabalham independentemente uma das outras. Também podem ser utilizados programas numéricos que individualizem os tubos de enfilagem.

A Fig. 8.13 mostra os valores para os momentos fletores, considerando os métodos analíticos que modelam a enfilagem como vigas individualizadas com bi e multiapoios e o programa numérico Flac 3D, para o avanço de 9 m do portal.

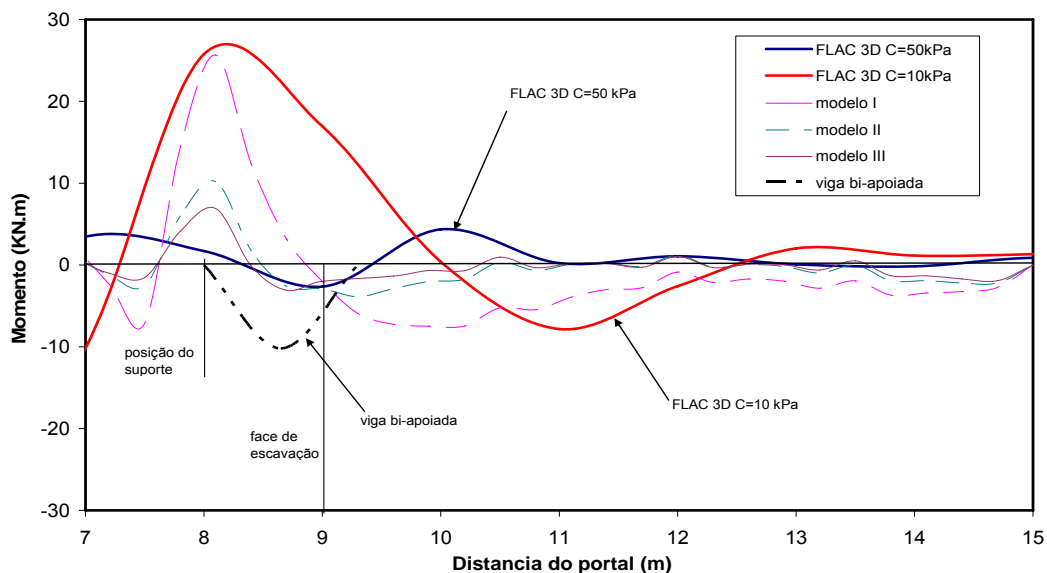


Figura 8.13 - Momento fletor na enfilagem, considerando a cobertura de 1.D (8,8m) e frente de escavação do túnel a 1.D (9m) do portal. Coesão de 10 e 50 kPa.

Na Tab. 8.5 são apresentados os momentos máximos obtidos com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 1.D.

Tabela 8.5 – Momentos máximos observados na enfilagem com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 1.D.

Distância da frente de escavação (m)	Coesão (kPa)	Momentos máximos (KN.m)				
		Flac 3D	Viga multiapoiada			Viga bi-apoiada
			Modelo I	Modelo II	Modelo III	
0,5.D	10	27.7	33.8	15.5	11.4	10.2
0,5.D	50	7.6	33.8	15.5	11.4	10.2
1.D	10	25.8	25.7	10.2	6.9	10.2
1.D	50	4.3	25.7	10.2	6.9	10.2

Como pode ser observado, os valores máximos obtidos para o momento fletor e o formato das curvas com o uso do programa Flac 3D, considerando a coesão de 50 kPa, e com método analítico com o uso de viga multiapoiada, considerando o coeficiente de rigidez da mola (K) igual 10 MN/m^3 (modelo III), são semelhantes. Assim como para os valores de coesão de 10 kPa (Flac 3D) e $K=1 \text{ MN/m}^3$ (modelo I). Já o método analítico considerando uma viga individualizada biapoiada não conduz a resultados confiáveis.

8.3.3.2 - COBERTURA DE 4.D (35 m)

Para a cobertura do túnel de 35 m, equivalente a quatro vezes seu diâmetro, são os deslocamentos e os momentos fletores registrados:

8.3.3.2.1 - DESLOCAMENTOS

As Figs. 8.14 e 8.15 apresentam os resultados obtidos para os deslocamentos no teto do túnel (ponto A da Fig. 8.3) e na superfície do terreno (ponto B da Fig. 8.3) com a utilização dos programas tridimensionais Flac e Plaxis Tunnel, respectivamente para coesão de 10 e 50 kPa. Foram consideradas cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal.

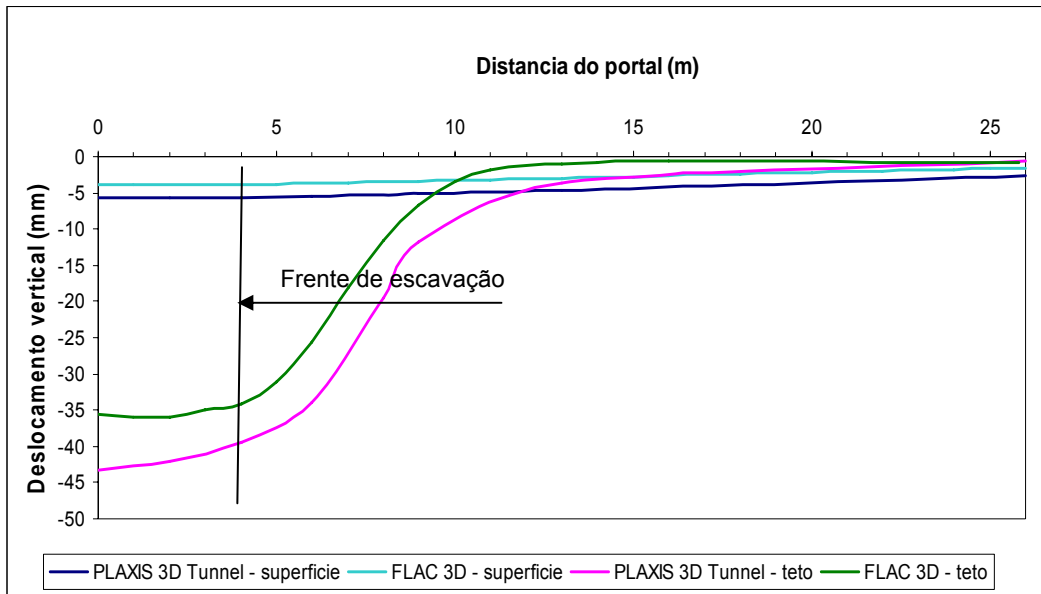


Figura 8.14 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 10 kPa.

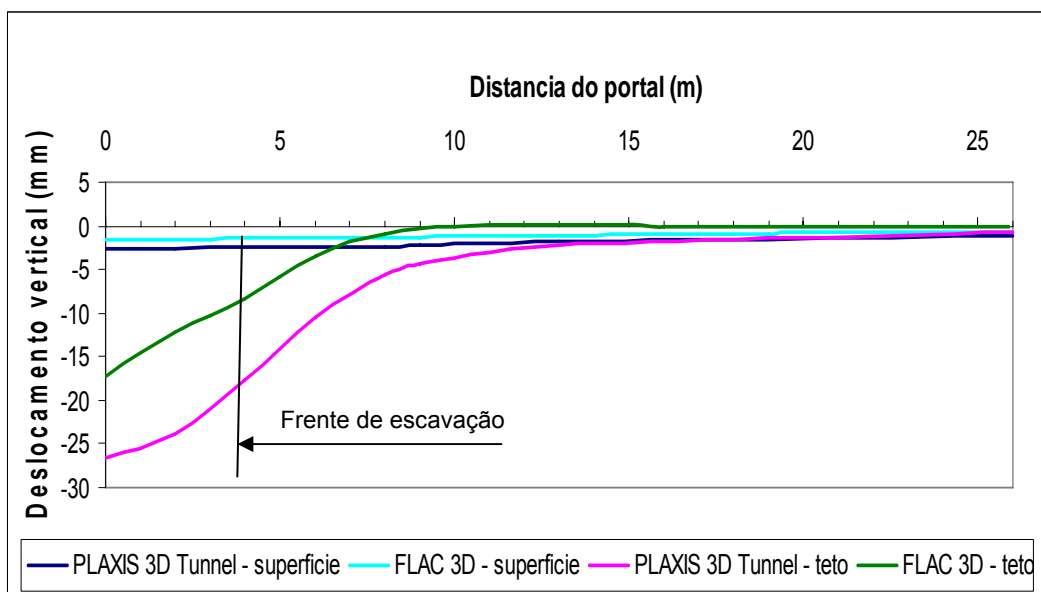


Figura 8.15 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 0,5.D (4 m) do portal. Coesão de 50 kPa.

As Figs. 8.16 e 8.17 mostram os dados levantados para os deslocamentos no teto do túnel (ponto A da Fig. 8.3) e na superfície do terreno (ponto B da Fig. 8.3) com a utilização dos programas tridimensionais Flac e Plaxis Tunnel, respectivamente para

coesão de 10 e 50 kPa. Foram consideradas cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal.

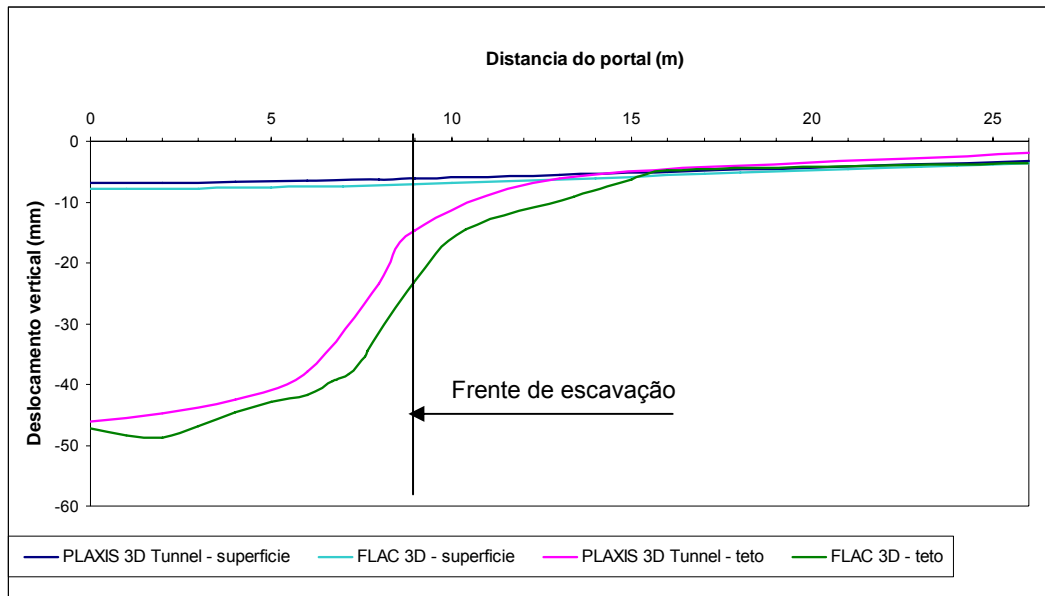


Figura 8.16 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 10 kPa.

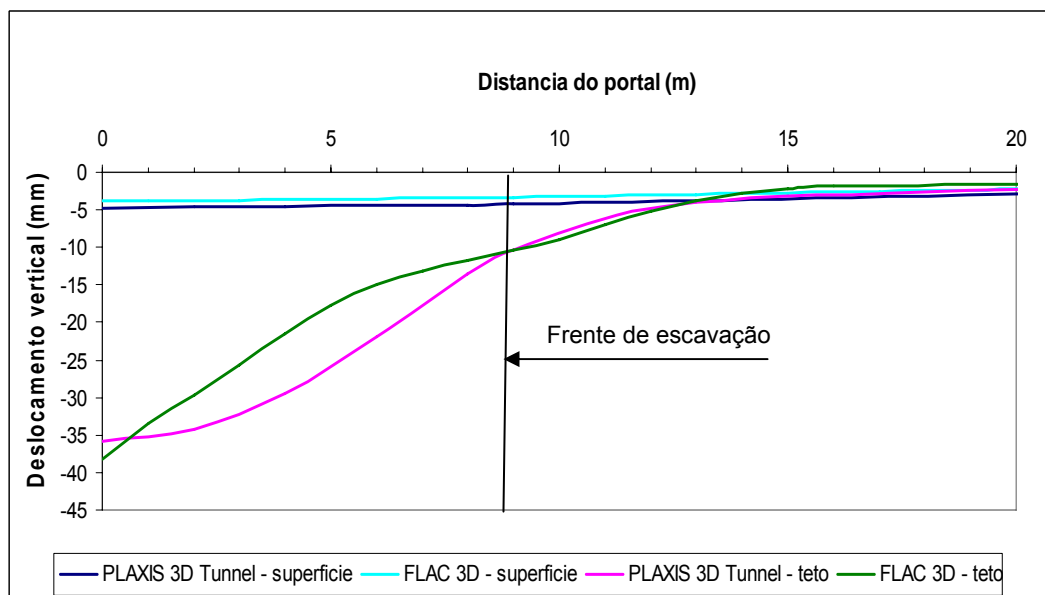


Figura 8.17 - Deslocamentos verticais no teto do túnel com a utilização dos programas 3D Flac e Plaxis Tunnel, considerando a cobertura de 4.D (35 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 50 kPa.

A Tab. 8.6 aponta os deslocamentos verticais máximos no teto do túnel obtidos com os programas: Phase 2D, com o uso do processo de redução do módulo elástico; Plaxis 2D, utilizando o processo de redução da força virtual aplicada no interior do túnel; Plaxis 3D Tunnel e Flac 3D. Foram consideradas a cobertura de 4.D, frente de escavação de 0,5.D e 1.D de distancia do portal e coesão de 10 e 50 kPa.

Tabela 8.6 – Deslocamentos verticais máximos no teto do túnel com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 4.D.

Distância da frente de escavação (m)	Coesão (kPa)	Deslocamentos verticais (mm)						
		Flac 3D	Plaxis 3D Tunnel	Plaxis 2D			Phase 2D	
				$\lambda=30\%$	$\lambda=40\%$	$\lambda=50\%$	E=50%	E=70%
0,5.D	10	-35,5	-43,0	-12,0	-24,0	-37,0	-476,0	-455,0
0,5.D	50	-17,5	-26,7	-11,0	-21,0	-41,0	-501,0	-466,0
1.D	10	-47,5	-46,0	-12,0	-24,0	-37,0	-476,0	-455,0
1.D	50	-38,5	-36,0	-11,0	-21,0	-41,0	-501,0	-466,0

A Tab. 8.7 mostra os mesmos valores para os deslocamentos verticais máximos observados na superfície do terreno.

Tabela 8.7 – Deslocamentos verticais máximos na superfície do terreno com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 4.D.

Distância da frente de escavação (m)	Coesão (kPa)	Deslocamentos verticais (mm)						
		Flac 3D	Plaxis 3D Tunnel	Plaxis 2D			Phase 2D	
				$\lambda=30\%$	$\lambda=40\%$	$\lambda=50\%$	E=50%	E=70%
0,5.D	10	-3,5	-5,2	-5,2	-11,0	-16,0	-405,0	-388,0
0,5.D	50	-1,5	-2,7	-4,8	-9,3	-18,0	-347,0	-315,0
1.D	10	-7,8	-7,0	-5,2	-11,0	-16,0	-405,0	-388,0
1.D	50	-4,2	-5,0	-4,8	-9,3	-18,0	-347,0	-315,0

Assim como para a cobertura do túnel de 1.D, os valores de deslocamentos verticais para a cobertura de 4.D auferidos com os programas numéricos Plaxis 3D Tunnel, onde foi utilizado o meio homogêneo para consideração da enfilagem, e Flac 3D, com os tubos de enfilagem modelados individualmente, foram muito próximos para os valores de coesão de 10 e 50 kPa e avanços de escavação de 0,5.D e 1.D. De forma idêntica, não foram adequados os resultados obtidos com o programa

numérico pseudotridimensional, no qual é utilizado o processo de redução do módulo elástico, a exemplo do Phase 2D.

Para a cobertura de 4.D para o túnel, a adoção de programas numéricos bidimensionais, onde se observa o processo de redução das forças internas que agem sobre o contorno do túnel, também é adequada, porém o valor final de λ pode variar muito.

8.3.3.2.2 – MOMENTOS FLETORES

Para o avanço de 9 m do portal foram obtidos os gráficos de momentos fletores considerando os métodos analíticos que modelam a enfilagem como vigas individualizadas com bi e multiapoios e o programa numérico Flac 3D (Fig. 8.18).

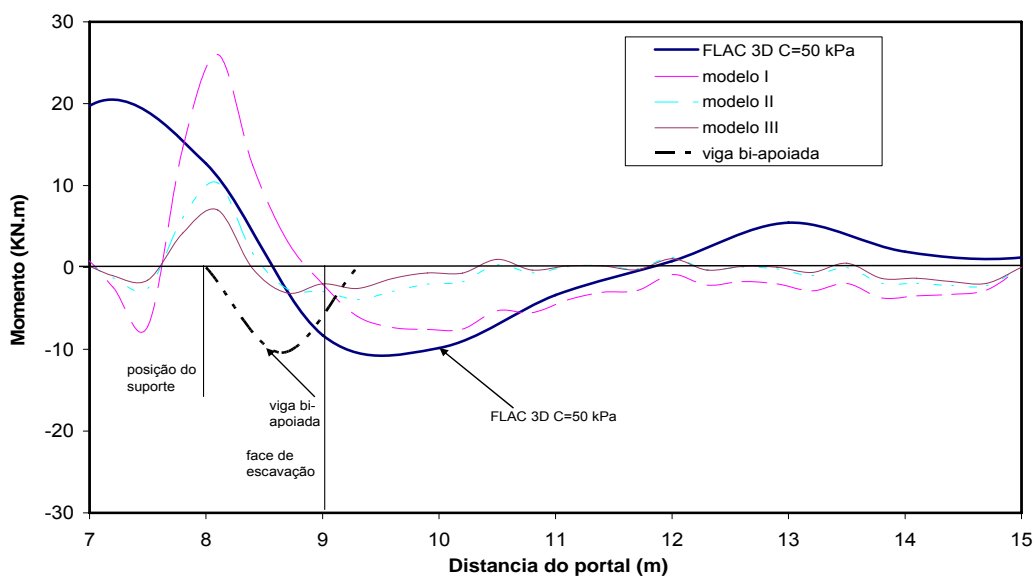


Figura 8.18 - Momento fletor na enfilagem, considerando a cobertura de 4.D (8,8 m) e frente de escavação do túnel a 1.D (~9 m) do portal. Coesão de 50 kPa.

Na Tab. 8.8 são apresentados os momentos máximos obtidos com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 4.D.

No caso de cobertura com 4.D, os valores dos momentos fletores máximos observados no Flac 3D são sensivelmente maiores aos encontrados considerando o

método analítico que trata a enfilagem como viga multiapoiada, embora a forma da curva confirme a ocorrência dos valores máximos próximos à face de escavação.

Tabela 8.8 - Momentos máximos observados na enfilagem com os diversos métodos de cálculo para coesão de 10 e 50 kPa e avanços do túnel de 0,5.D e 1.D, com cobertura de 4.D.

Distância da frente de escavação (m)	Coesão (kPa)	Momentos máximos (KN.m)				
		Flac 3D	Viga multi-apoiada			viga bi-apoiada
			Modelo I	Modelo II	Modelo III	
0,5.D	10	91.0	46.2	21.2	15.5	12.4
0,5.D	50	43.3	34.3	15.7	11.5	10.4
1.D	10	108.0	35.0	13.9	9.4	12.4
1.D	50	20.7	25.9	10.3	7.0	10.4

8.3.4 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Alguns pontos devem ser considerados:

- Os valores de deslocamentos verticais obtidos com os programas numéricos Plaxis 3D Tunnel, onde foi utilizado o meio homogêneo para consideração da enfilagem, e Flac 3D, onde os tubos de enfilagem foram modelados individualmente, foram muito próximos, independente dos valores de coesão, cobertura e avanço de escavação;
- Não foram adequados os resultados obtidos com o programa numérico pseudo-tridimensional onde são utilizados o processo de redução do módulo elástico, a exemplo do Phase 2D;
- A utilização de programas numéricos bidimensionais nos quais adota-se o processo de redução das forças internas que agem sobre o contorno do túnel é adequada, porém o valor final de λ pode variar muito, principalmente para a frente de escavação a 0,5.D. Este dado confirma a dificuldade de modelar convenientemente um emboque de túnel com programas bidimensionais. O efeito tridimensional é mais significativo, à medida que a frente de escavação se aproxima do portal;
- A admissão de métodos analíticos que modelam as enfilagens como vigas multiapoiadas para o cálculo do momento fletor, visando seu dimensionamento estrutural, apresenta um uso promissor, porém é fundamental o estabelecimento de um valor apropriado para o coeficiente de rigidez das molas que representam

os apoios. Quando o valor de cobertura do túnel aumenta, no entanto, pode ocorrer a plastificação da frente de escavação, principalmente para baixos valores de coesão (Fig. 8.19). No caso dos métodos analíticos com vigas multiapoiadas, essa plastificação aumenta a distância entre os apoios (molas) adiante da frente de escavação, e este aumento deverá, logicamente, ser levado em consideração.

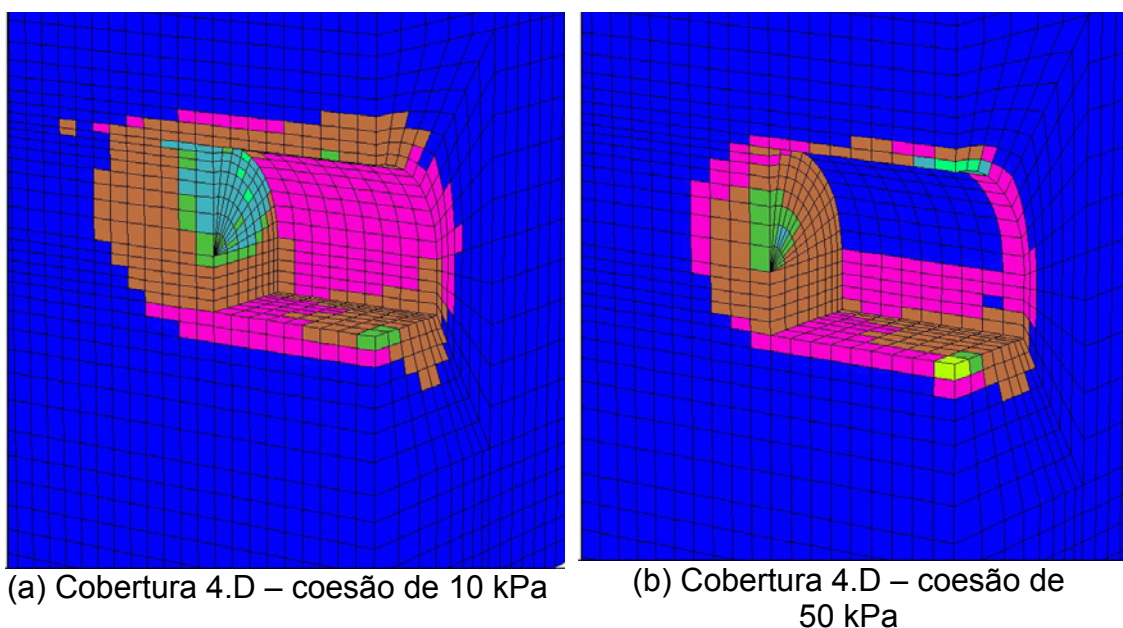


Figura 8.19 – Zona plastificada obtida com o programa FLAC 3D para o modelo 2.

8.4 – PRESENÇA DE UMA CONTENÇÃO AUXILIAR PERPENDICULAR AO EMBOQUE

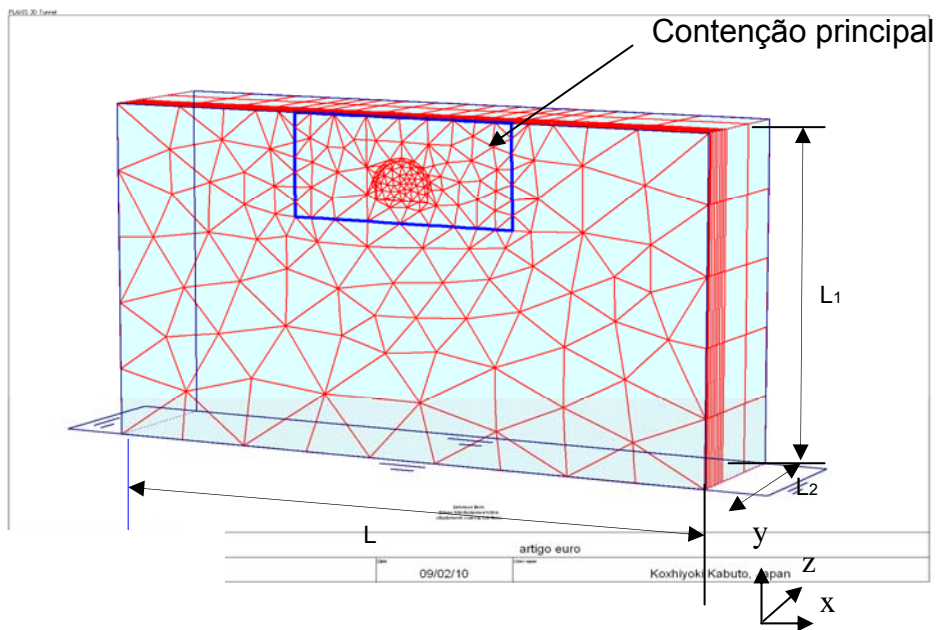
No caso de emboques de túneis situados não perpendicularmente à topografia é usual a utilização de contenções auxiliares fora do plano do portal. Geralmente as contenções auxiliares são ortogonais à contenção do emboque, a exemplo do emboque Lapa do Metropolitano de Salvador (contenção do Convento da Lapa). Neste tópico é analisada a influência da presença da contenção auxiliar no comportamento dos deslocamentos na superfície. Para tal, foi utilizado o mesmo caso hipotético citado no item anterior, para cobertura de uma vez o diâmetro do túnel e coesão de 50 kPa.

8.4.1 - MÉTODOS NUMÉRICOS E ANALÍTICOS UTILIZADOS

O programa numérico utilizado para o cálculo foi o Plaxis 3D Tunnel (Brinkgreve & Vermeer, 2001b), onde os tubos de enfilagem foram modelados como um material equivalente que formava uma concha reforçada envolvendo a escavação do túnel. A Fig. 8.20 mostra a malha utilizada no Modelo A, que considera apenas a presença da contenção no plano do emboque (contenção principal) e seis tirantes. A Fig. 8.21 apresenta a malha utilizada no Modelo B, que leva em conta a contenção principal e também a presença da contenção auxiliar ortogonal ao plano do emboque com seis linhas de tirantes.

Quanto à escavação, foi obedecido o mesmo plano do item anterior, ressaltando apenas que o fundo de escavação estava a 28 m do emboque, ou, aproximadamente, três vezes o diâmetro do túnel.

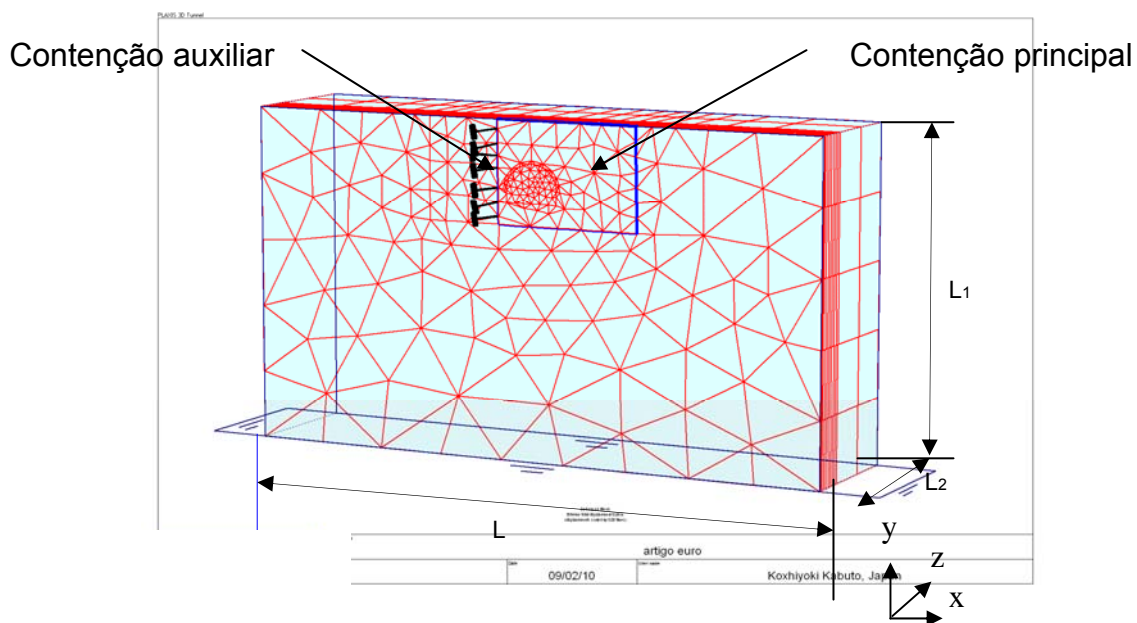
A Tab. 8.9 mostra as principais características geométricas e as propriedades das peças estruturais.



Face eixos	Frente	fundo	L lateral	superior	inferior
x	Fixo	Fixo	Fixo	livre	Fixo
y	livre	livre	livre	livre	Fixo
z	Fixo	Fixo	Fixo	livre	Fixo

Modelo	L (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Número de nós	Número de elementos
A	120	70	48	13656	4444

Figura 8.20 - Plaxis 3D Tunnel. Malha para o Modelo A (contenção principal).



Face eixos	Frente	fundo	lateral	superior	inferior
x	Fixo	Fixo	Fixo	livre	Fixo
y	livre	livre	livre	livre	Fixo
z	Fixo	Fixo	Fixo	livre	Fixo

Modelo	L (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Número de nós	Número de elementos
B	120	70	48	13656	4444

Figura 8.21 - Plaxis 3D Tunnel. Malha para o Modelo B (contenções principal e auxiliar).

Tabela 8.9 – Parâmetros das peças estruturais

Estrutura	Largura (m)	Área (m ²)	I (m ⁴)	E (GPa)	EI (kN.m ² /m)	EA (GPa)
Tirante	0,032	8,04 E-04	5,15 E-08	210	10,81	0,1689
Contenção	1,0	0,35	0,32	35	1,10 E+06	12,00
Suporte	1,0	0,45	0,000503	14,3	7,20 E+04	7,000

8.4.3 - RESULTADOS OBTIDOS

A Fig. 8.22 mostra os deslocamentos verticais superficiais para o Modelo A (seção situada a 0,5.D do emboque) e para o Modelo B (Seções a 1 m, 0,5.D e 1.D do emboque).

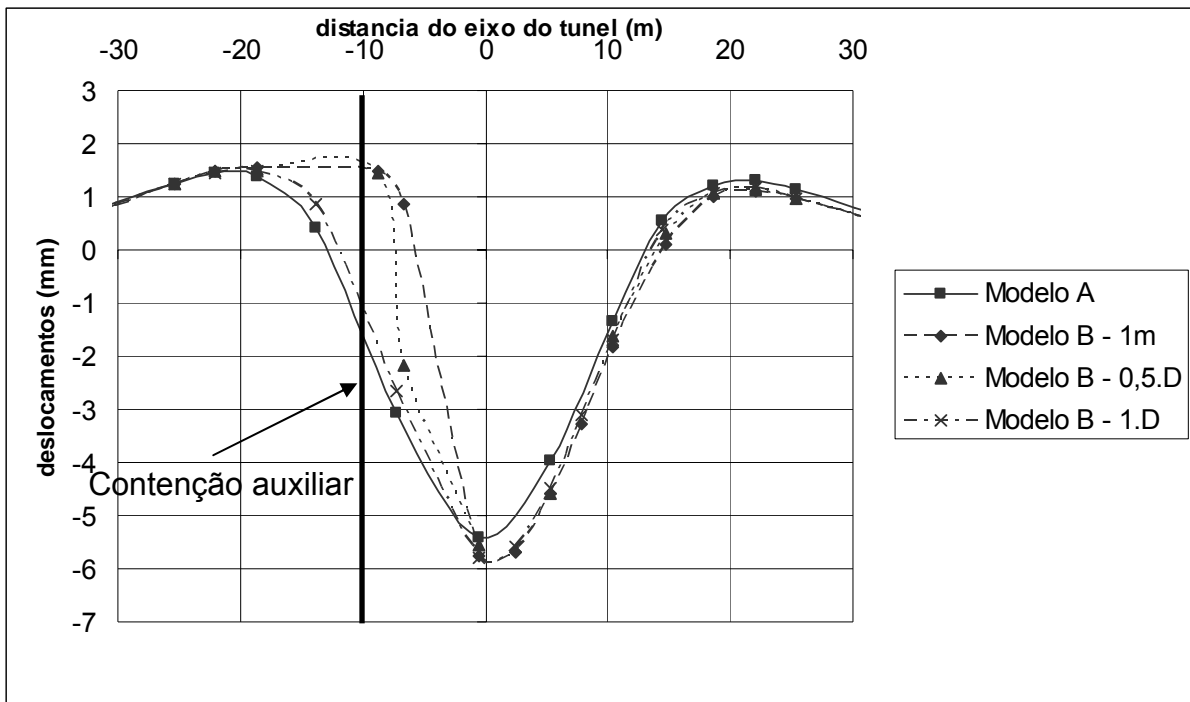


Figura 8.22 – Bacia de recalques nas análises numéricas para o Modelo A (seção situada a 0,5.D do emboque) e Modelo B (Seções a 1 m, 0,5.D e 1.D do emboque).

Nota-se que a presença da contenção auxiliar perpendicular ao plano do emboque provoca uma distorção na bacia de recalques, embora o valor máximo do deslocamento e o ponto de ocorrência deste sejam, praticamente, o mesmo. No entanto, a distorção no gráfico é observada até a seção situada a uma vez o diâmetro do túnel. A partir desta seção, o gráfico assume um comportamento simétrico típico de escavações de túneis.

8.5 – MODELO EM GRANDE ESCALA EM LABORATÓRIO

A melhor forma de entender o comportamento de um modelo é reproduzi-lo em escala reduzida em um laboratório sob condições de contorno controladas. Para tanto, alguns autores a exemplo de Shin et al. (2007, 2008), Yoo & Shin (2003) e Shirakawa et al. (1999) realizaram trabalhos de modelagem de túneis em laboratório, utilizando diversas escalas e tipos de materiais.

Geralmente um túnel escavado em solo granular necessita de reforço na frente de escavação. Nesse sentido, uma das técnicas mais utilizadas é a enfilagem, conforme já relatado. É certo que este tipo de técnica de pré-reforço reduz as deformações plásticas e promove uma melhor equalização das tensões ao longo da

parede do túnel, elevando, conseqüentemente, o nível de estabilidade na face de escavação.

No item 8.3, deste capítulo, foi efetuado um estudo considerando o caso de um emboque hipotético utilizando vários métodos computacionais de modelagem. Visando entender como a presença da enfilagem altera o comportamento de um emboque escavado em solo granular de baixa resistência, também foi realizado um ensaio em grande escala de laboratório, simulando a abertura de emboque circular.

8.5.1 – MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

Um semitúnel com diâmetro de 0,5 m foi escavado em uma caixa de madeira com 1,5 m de largura, altura de 2,0 m e comprimento de 1,8 m (Fig. 8.23). A parede da caixa foi convenientemente reforçada para que não ocorressem deformações não controladas, e revestida internamente com uma película plástica, minimizando o atrito com o material de preenchimento. A caixa foi preenchida com areia siltosa, cujos parâmetros geotécnicos são apresentados na Tab. 8.10.



Figura 8.23 – Caixa de areia e semi-túnel

Tabela 8.10 – Parâmetros geotécnicos da areia siltosa.

Areia (%)	Silte (%)	Umidade natural - w_{nat} (%)	Peso esp. seco - γ_d (kN/m ³)	Peso esp. total - γ (kN/m ³)	Coesão efetiva - c (kN/m ²)	Âng. de atrito efetivo - ϕ (°)	Módulo elástico - E (MPa)	Poisson - ν
90	10	4,6	16	17	1	32	25	0,40

A areia siltosa foi lançada solta em camadas de 15 cm, na umidade natural. O material foi apenas espalhado de forma a homogeneizá-lo, evitando a presença de vazios, sem, contudo, compactá-lo. O enchimento da caixa se deu até a altura de uma vez o diâmetro do túnel, ou seja, 0,50 m sobre o teto do túnel (Fig. 8.24). O valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) foi adotado igual a 0,50, considerando a rigidez da parede de contenção frontal da caixa.



Figura 8.24 – Lançamento da areia siltosa.

Para a enfilagem foram utilizadas 18 barras chatas de fibra de vidro com seção de 10 x 3 mm e comprimento de 1,2 m (Fig. 8.25). A escolha pela fibra de vidro se deu em função de maximizar as deformações da enfilagem para obter um diagrama de deslocamentos bem caracterizado. No emboque, as enfilagens foram engastadas na parede da caixa de madeira. A Tab. 8.11 mostra os parâmetros utilizados nas peças estruturais.

Para a instrumentação, foram utilizados:

- Janelas de inspeção situadas pouco acima do teto do túnel, onde foi aplicada uma camada de 3 cm de espessura de areia com coloração diferente da areia utilizada para o preenchimento. O deslocamento da camada foi registrada por meio ótico (Fig. 8.26);
- Oito *strain gages* de forma a perfazer quatro pares ao longo da terceira enfilagem a partir do eixo do túnel;
- Seis fios flexíveis ao longo da quarta enfilagem a partir do eixo do túnel, com a finalidade de medição dos deslocamentos ao longo desta;
- Oito marcos topográficos situados a 10 cm abaixo da superfície do terreno.



Figura 8.25 – Colocação das enfilagens

Tabela 8.11 - Propriedades das peças estruturais

Equipamento	n	E (GPa)	G (GPa)	I (m ⁴)
Enfilagens	0,5	27	9	2,3 x 10 ⁻¹¹



Figura 8.26 – Janelas de inspeção

As Figs. 8.27 e 8.28 mostram o plano utilizado para implementação da instrumentação e as Figs. 8.29 e 8.30, a instrumentação já implementada.

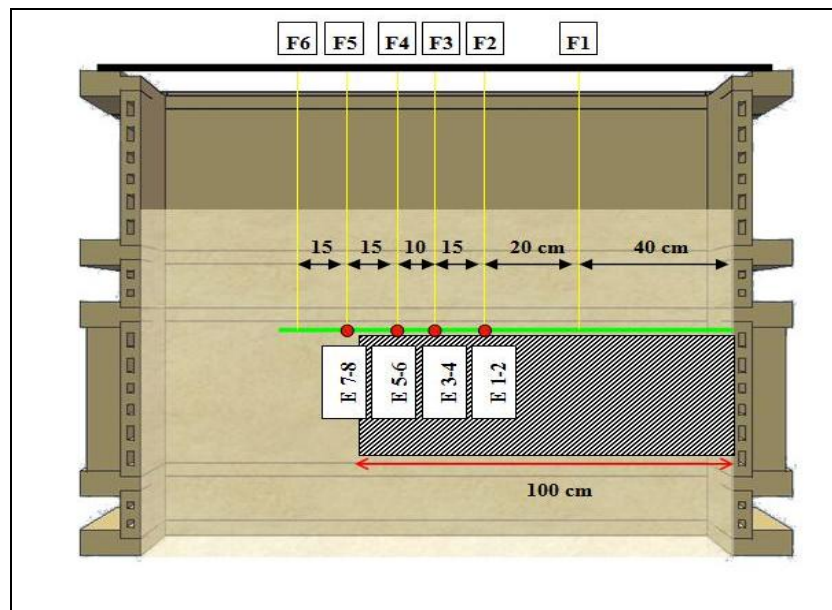


Figura 8.27 – Plano de instrumentação. E=*strain gages*; F=fios flexíveis.

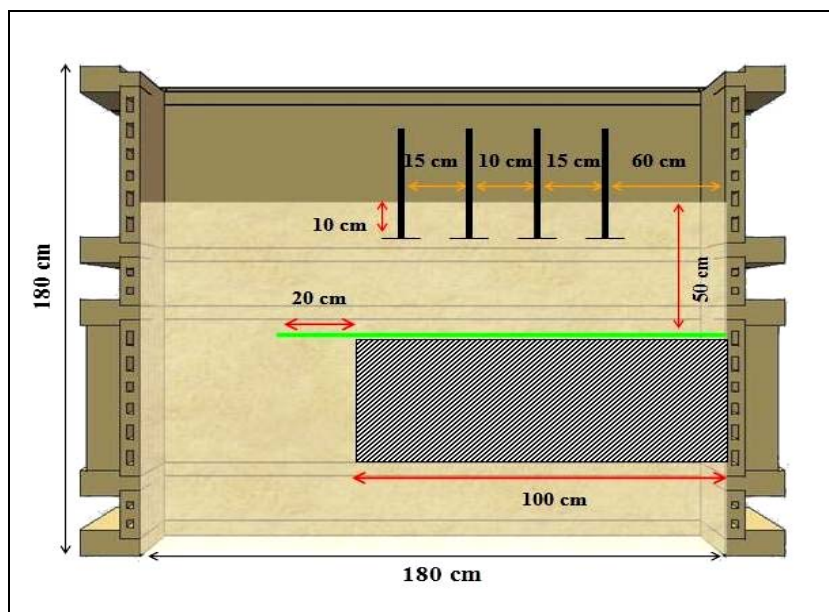


Figura 8.28 – Plano de Instrumentação. Marcos topográficos implantados a 10 cm da superfície do terreno



Figura 8.29 – Instrumentação utilizada no ensaio (a) medidores de deslocamentos de superfície. (b) fios flexíveis para obtenção dos deslocamentos na enfilagem.

A escavação foi efetuada em etapas, conforme se observa na Tab. 8.12 (Fig. 8.31). Ao final da etapa de escavação, aplicou-se uma sobrecarga igual à altura de terra sobre a cobertura do túnel, ou seja, de 8,4 kPa (Fig. 8.32).



Figura 8.30 – Instrumentação na enfilagem (a) quatro pares de *strain gages*. (b) sistema de obtenção de dados.

Tabela 8.12 – Etapas de escavação

Etapas	Comprimento escavado (cm)	Frente livre de escavação (cm)	Evento
1	35	35	escavação
2	20	55	escavação
3	20	75	escavação
4	20	95	escavação
5	-	95	Aplicação da sobrecarga

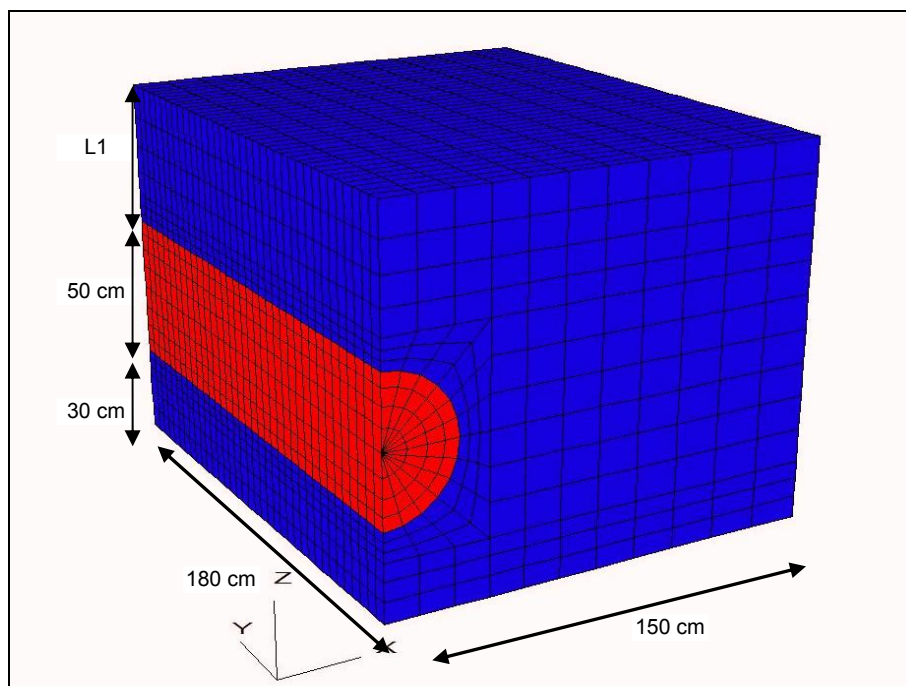
Para a modelagem utilizou-se o programa Flac 3D, versão 3.1 (Itasca Consulting Group, 2006). A adoção deste programa se deu pela necessidade de modelagem das enfilagens individualmente, para comparação ao modelo em laboratório. Na modelagem recorreu-se a uma malha contendo 8584 nós e 7524 elementos. Para os elementos estruturais, foram utilizados elementos de viga individualizados. A largura da seção foi de 150 cm, obedecendo ao critério de 3 vezes o diâmetro equivalente do túnel, contados a partir do eixo do túnel e comprimento de 180 cm (Fig. 8.33). A partir desta malha, o Flac 3D faz a extrusão longitudinal, gerando a malha 3D. Para consideração da sobrecarga, foi inferida uma camada de solo equivalente sobre o modelo 1, conferindo uma altura de 1,0 m para o modelo 2.



Figura 8.31 – Escavação do emboque.



Figura 8.32 – Aplicação da sobrecarga



Face eixos	Frente	fundo	lateral	superior	inferior
x	Fixo	Fixo	Fixo	livre	Fixo
y	livre	livre	livre	livre	Fixo
z	Fixo	Fixo	Fixo	livre	Fixo

Modelo	L1 (m)	número de nós	número de elementos
1	0,50	8584	7524
2	1,00	10804	9504

Figura 8.33 - Flac 3D. Geometria utilizada.

Em adição, também foi utilizado o programa analítico que considera a enfilagem como uma viga com multiapoios, cujo valor de rigidez das molas (K) adotado foi de $1,0 \text{ MN/m}^3$, conforme proposto por Bowles (1982) para o projeto de fundações em areia fofa.

8.5.2 – RESULTADOS OBSERVADOS

Foram registrados os deslocamentos na superfície, por meio de marcos superficiais, na camada de solo situada a 10 cm sobre as enfilagens, por meio das janelas de inspeção, e na quarta enfilagem a partir do eixo do túnel, por meio de *strain gages* e fios flexíveis.

8.5.2.1 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA SUPERFÍCIE

Os valores de deslocamentos verticais observados na superfície do terreno foram praticamente nulos sem a aplicação da sobrecarga. A presença da enfilagem

possibilitou a absorção de todo o carregamento inferido pela camada de solo.

Com a colocação da sobrecarga, foi necessária a retirada dos medidores de deslocamentos superficiais, não sendo possível a obtenção de novos dados após a sua implementação.

8.5.2.2 – DESLOCAMENTOS OBSERVADOS NAS JANELAS DE INSPEÇÃO

Embora não tenha sido possível quantificar com precisão os valores dos deslocamentos na camada de solo situado a cerca de 10 cm sobre as enfilagens, um resultado qualitativo pôde ser observado na Fig. 8.34, após a etapa 5.

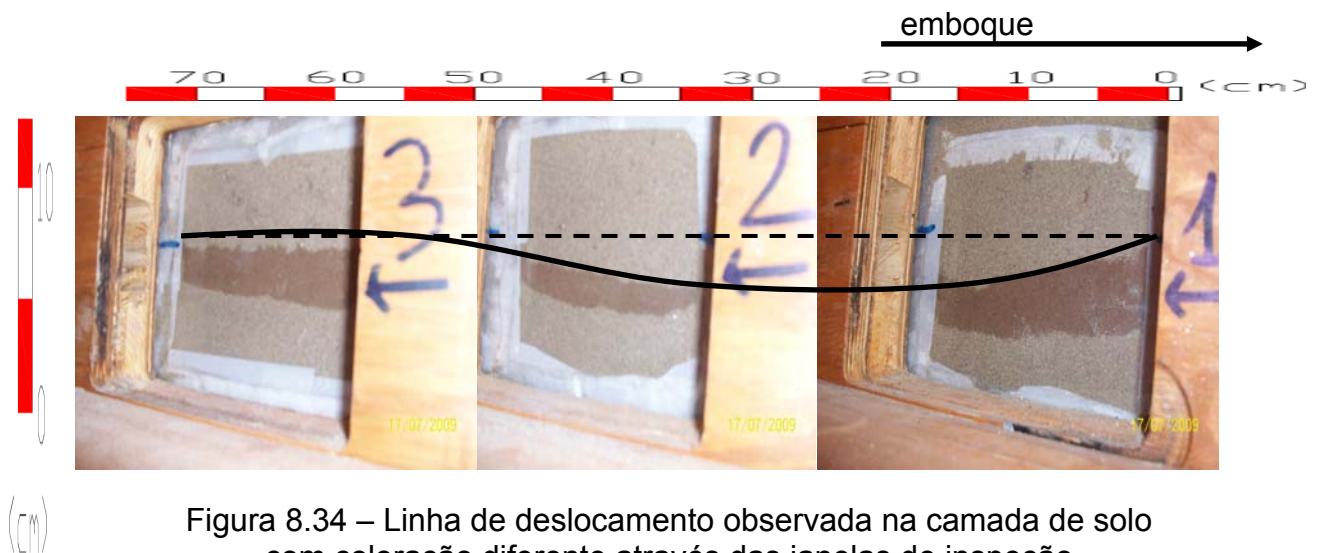


Figura 8.34 – Linha de deslocamento observada na camada de solo com coloração diferente através das janelas de inspeção

A camada de solo situada acima da enfilagem mostra uma clara tendência de deslocamentos semelhante a uma viga biengastada, retratando o comportamento esperado para a enfilagem.

8.5.2.3 – DESLOCAMENTOS OBSERVADOS NAS ENFILAGENS

A Fig. 8.35 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos com o programa Flac 3D e a observação efetuada em laboratório. A Fig. 8.36 mostra os

deslocamentos observados na quarta enfilagem a partir do eixo do túnel, obtidos por meio de 6 fios flexíveis situados conforme se vê na Fig. 8.27. No mesmo gráfico são apresentadas as etapas de escavação.

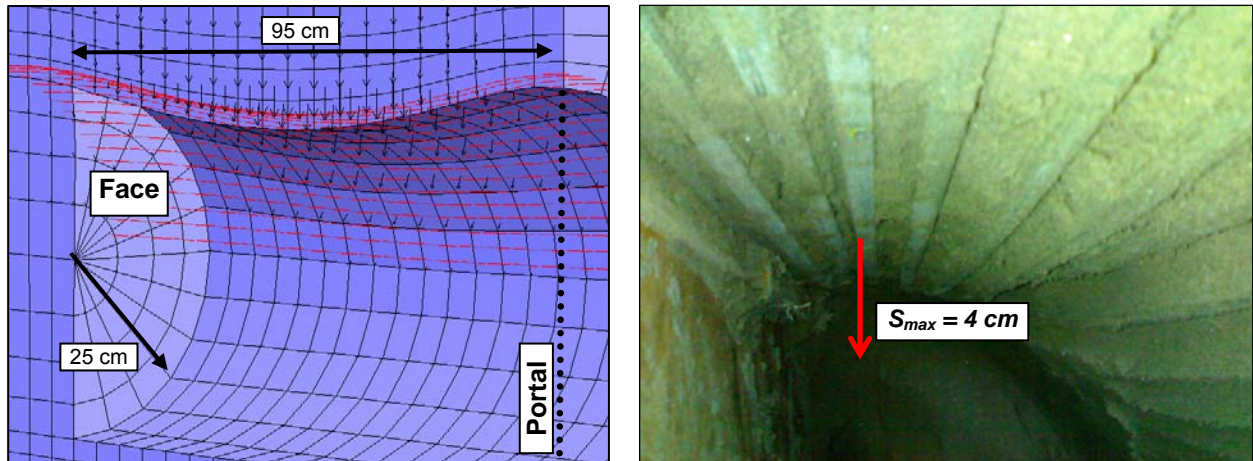


Figura 8.35 – Comportamento das enfilagens após a abertura do túnel para a etapa 5. (a) Flac 3D; (b) Observação de ensaio. A seta indica o deslocamento máximo (S_{max}) observado.

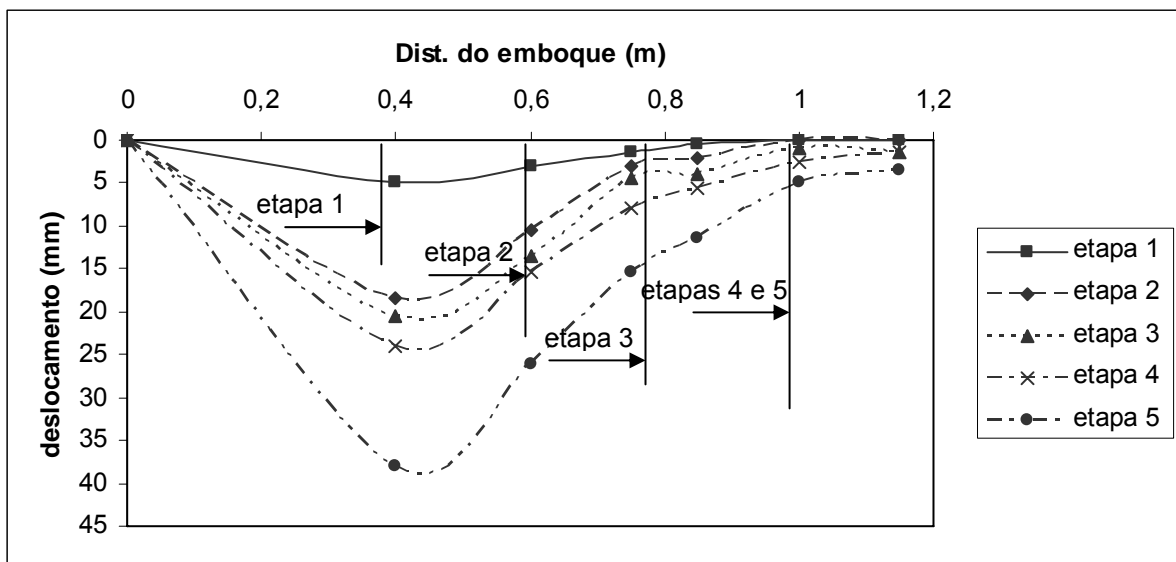


Figura 8.36 – Deslocamentos observados na quarta enfilagem a partir do eixo do túnel, observados por meio de fios flexíveis, para cada etapa de escavação

Os valores de deslocamentos medidos por meio de fios flexíveis e *strain gages* fixados nas enfilagens foram comparados aos dados obtidos com os programas analíticos que modelam a enfilagem como uma viga multiapoiada e com o FLAC 3D,

para cada etapa de escavação (Figs. 8.37 a 8.41). Para a etapa 1 de escavação (Fig. 37) não foram considerados os valores obtidos nos *strain gages* devido a falhas de operação neste equipamento.

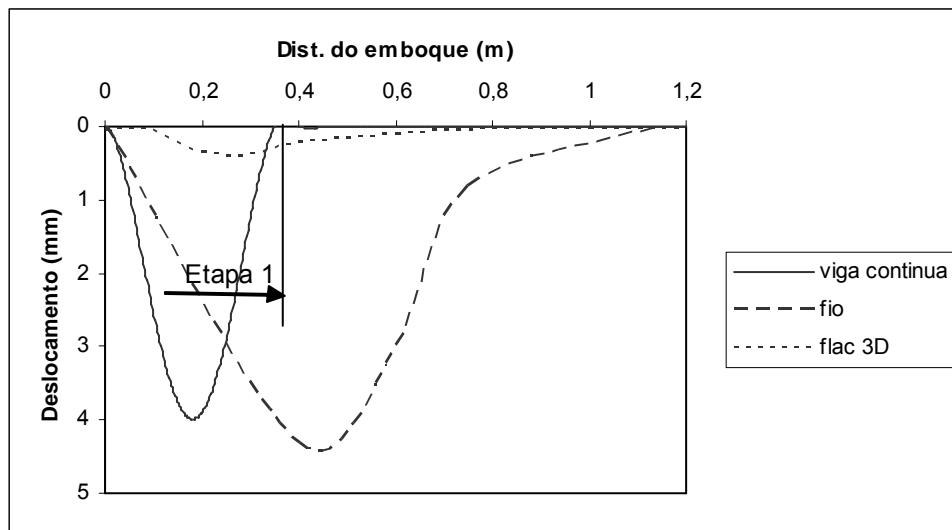


Figura 8.37 – Deslocamentos para a etapa 1 de escavação (35 cm)

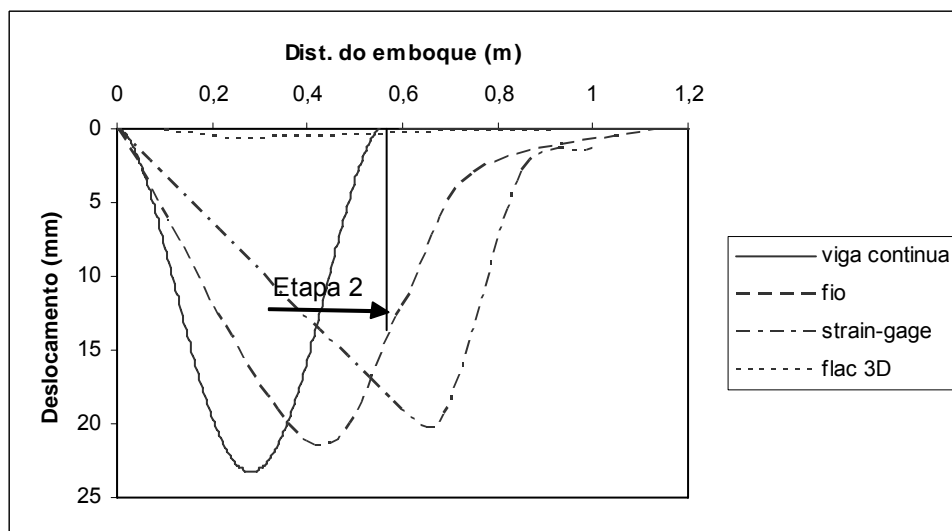


Figura 8.38 – Deslocamentos para a etapa 2 de escavação (55 cm)

8.5.3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

O ensaio de laboratório em larga escala se mostrou muito útil para o entendimento do mecanismo de funcionamento de um emboque de túnel reforçado com enfilagens em solos granulares, cuja coesão é aproximadamente zero. A presença das enfilagens reduziu os deslocamentos verticais observados na superfície a valores

praticamente nulos, para valores de cobertura do túnel de uma vez seu diâmetro. A enfilagem permitiu uma transferência de tensões, no sentido longitudinal do túnel, até a região ainda não escavada (além da frente livre de escavação), conseqüentemente, reduzindo as deslocamentos e elevando a estabilidade da frente de escavação.

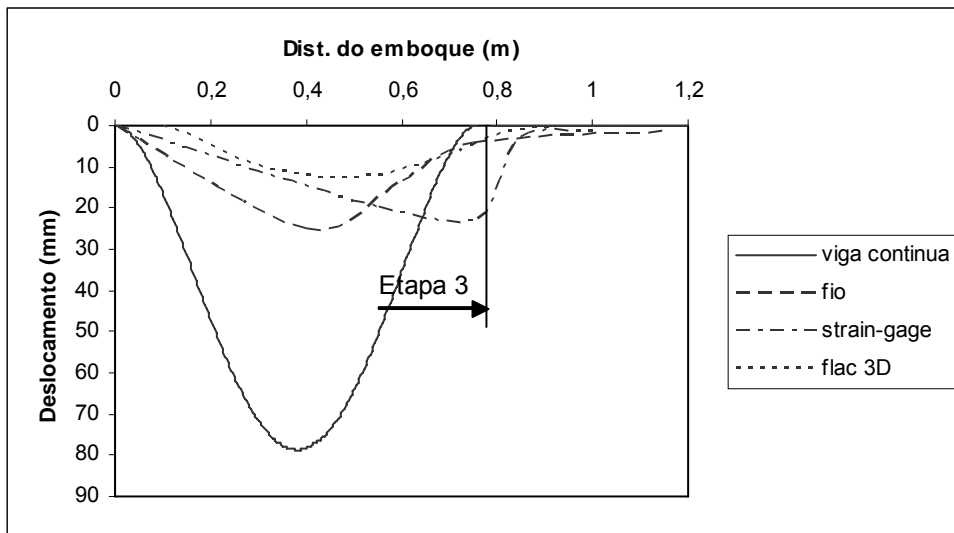


Figura 8.39 – Deslocamentos para a etapa 3 de escavação (75 cm)

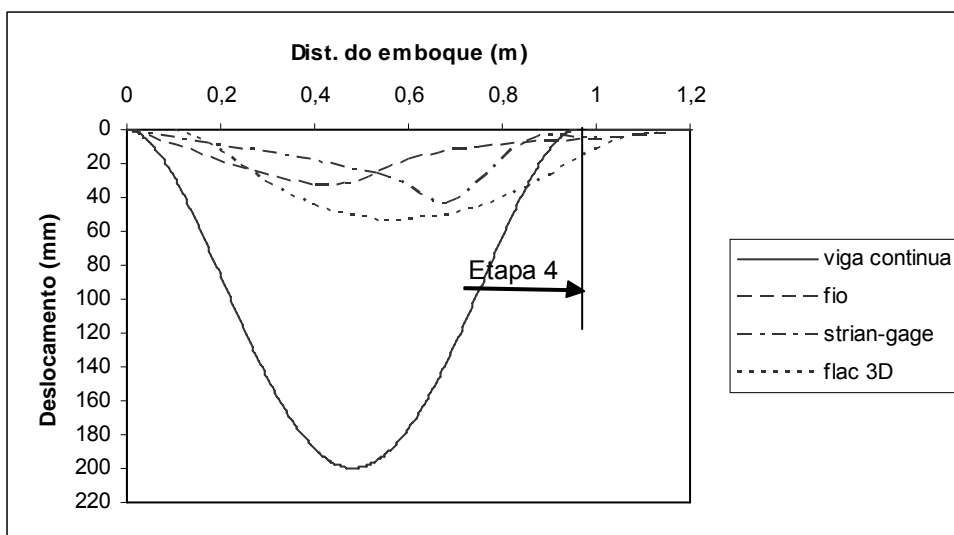


Figura 8.40 – Deslocamentos para a etapa 4 de escavação (95 cm)

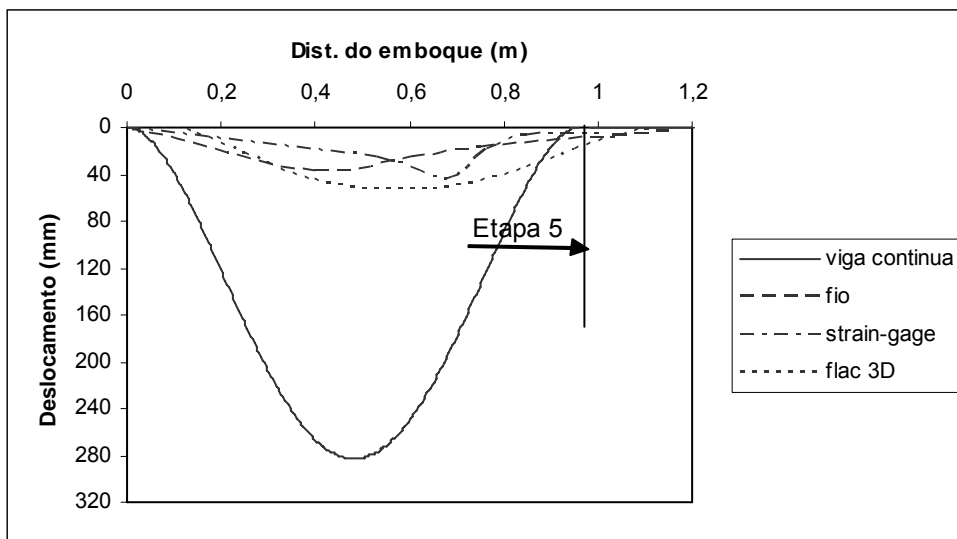


Figura 8.41 – Deslocamentos para a etapa 5 de escavação (95 cm) e sobrecarga (2D)

Para a frente livre de escavação de 35 cm (0,7.D), o valor do deslocamento máximo na enfilagem foi de apenas 5 mm, 1% do valor do diâmetro do túnel. Porém se o comprimento da frente livre de escavação se eleva para 1.D, o mesmo deslocamento observado foi de 18,5 mm, elevando-se para 3,8% do valor do diâmetro do túnel. Por meio destes dados, se pode concluir que uma maior eficiência da enfilagem pode ser obtida para valores de frente livre de escavação de até cerca de metade do diâmetro do túnel. Conseqüentemente, as enfilagens não necessitam de comprimentos longos: comprimento de até 1.D para as enfilagens pode proporcionar uma boa eficiência no controle dos deslocamentos, mesmo para avanços longos.

Para o comprimento da frente livre de 95 cm, ou 2.D, o deslocamento máximo observado na enfilagem foi de 26,5 mm, ou 5,3% do diâmetro. Quando aplicada uma sobrecarga equivalente a um diâmetro do túnel, o mesmo deslocamento máximo alcançou 40 mm, ou 8% do diâmetro do túnel. Ressalta-se que como o comprimento das enfilagens era de 120 cm, mesmo para o caso mais crítico de escavação foi mantido apenas 25 cm de engaste (0,5.D), em solo não escavado, o que foi suficiente para evitar o colapso do túnel.

O programa analítico que considera a enfilagem como uma viga com multiapoios

(viga contínua) apresentou valores muito próximos, quando comparado com os dados reais observados no ensaio, até valores de deslocamento de 4,6% do diâmetro do túnel (valor da frente livre de escavação de 55 cm, ou 1.D). Contudo, a partir deste valor de frente livre de escavação, os valores de deslocamento obtidos com tais programas não consideram a redistribuição lateral das tensões (efeito arco) ao longo da parede do túnel. Desta forma, os valores obtidos são extremamente superiores aos observados no ensaio.

Os valores máximos dos deslocamentos observados na enfilagem apresentam-se ligeiramente mais distantes do emboque que os mesmos observados considerando uma viga biapoiada (metade do vão de escavação), sendo mais pronunciado até a escavação de 1.D. Para comprimentos de escavação maiores que 1.D, os pontos de ocorrência dos valores máximos de deslocamentos das enfilagens se aproximam do meio do vão, tanto para os métodos de análises, como para as observações de laboratório.

Quanto ao uso do Flac 3D, para as etapas 1 e 2 de escavação, os valores obtidos com este programa foram muito inferiores aos valores observados no ensaio. Porém com o acréscimo do comprimento escavado (etapas 3 e 4), os valores se aproximaram aos observados em laboratório, mesmo com a aplicação da sobrecarga. Uma dificuldade encontrada na utilização deste programa foi simular o engaste da enfilagem no emboque do túnel, que somente foi conseguido após a utilização do artifício de aplicação de um anel rígido de pequena espessura de forma a simular um suporte virtual. Este artifício, certamente, interferiu nos deslocamentos das enfilagens, principalmente nas duas primeiras etapas de escavação, o que pode explicar os baixos níveis de precisão obtidos para os deslocamentos nas etapas de escavação 1 e 2.

Capítulo

9

Simulações Numéricas no Emboque Lapa

Neste capítulo é efetuada a retroanálise do Emboque Lapa do trecho Lapa-Pólvora, do Metrosal. Para tal, optou-se pela utilização do programa Plaxis 3D Tunnel, em função dos resultados já apresentados no capítulo anterior. Com base nestes mesmos resultados, foi adotada a formulação de Hoek (2004) para obtenção dos parâmetros equivalentes para a camada em que foi realizada a enfilagem.

Para o suporte foi usado o critério de Oreste (1999), que sugere a utilização de uma camada de suporte equivalente, considerando o concreto projetado e cambotas em aço, conforme apresentado no Capítulo 8.

9.1 - O PROGRAMA PLAXIS 3D TUNNEL

O programa de cálculo Plaxis 3D Tunnel foi desenvolvido a partir do Plaxis 2D e lançado no mercado em 2001 (Brinkgreve & Vermeer, 2001b), tomando como premissa básica a utilização comercial por pessoas não necessariamente especialistas em análises numéricas.

São as principais características do Plaxis:

- Entrada gráfica para o modelo geométrico, que permite representar, adequadamente, camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno. Definido o modelo geométrico, a malha é gerada automaticamente, com opções que possibilitam o refinamento global e local;
- Elementos triangulares isoparamétricos de seis e quinze nós, com três e doze pontos de Gauss;

- Elementos de juntas podem ser utilizados nos cálculos envolvendo a interação entre o solo e as estruturas. A espessura da interface é nula, por isso utiliza-se uma espessura imaginária para obtenção das propriedades do material na interface. A resistência da interface é fornecida como uma porcentagem da resistência do solo;
- Considera apenas análises de deformações;
- Cinco modelos constitutivos estão implementados, sendo o elástico linear, o elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, dois modelos elasto-plástico (*Soft-Soil* e *Hardening-Soil*), e um modelo elasto-viscoplástico, derivado a partir do modelo Cam-Clay (*Soft-Soil-Creep*)
- Podem ser efetuadas análises para condições drenadas ou não-drenadas. A distribuição de poro-pressão pode ser efetuada a partir da linha freática, para análises simples, e a partir da perda de carga, para análises mais complexas. O programa permite efetuar análises acopladas;
- O programa possui um algoritmo automático para determinação dos incrementos de carga e de tempo, para o caso das análises não lineares;
- Análise de adensamento acoplada, utilizando a teoria de Biot;
- Diversidade de condições de carregamento devido a forças externas, deslocamentos, pressões nodais ou fluxo imposto;
- Possibilidade de realizar análises em etapas.

O Plaxis 3D permite a geração automática de malha bidimensional e tridimensional. O primeiro passo para isso é a implementação da seção transversal, em que todos os elementos devem ser contemplados, mesmo que em fases construtivas diferentes. A geometria é dividida automaticamente em elementos triangulares gerando uma malha em 2D, que poderá ser refinada global ou localmente. Este refinamento envolverá um tempo computacional maior.

O programa disponibiliza elementos triangulares isoparamétricos de seis e quinze nós. Os elementos de seis nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos e a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de tensão (pontos de Gauss). Já para os elementos de quinze nós, a ordem de interpolação é quatro e a integração envolve doze pontos de tensão. Para este último elemento, são

necessários tempo computacional e memória extremamente altos. Desta forma, na maior parte dos problemas de engenharia, a utilização de elementos de seis nós é suficiente e conduz a resultados razoáveis.

Todos os pontos e linhas da geometria são considerados na geração da malha, e todos os dados de entrada do modelo geométrico são transformados para a malha de elementos finitos. O passo seguinte é a geração da malha 3D, efetuada a partir da extrusão da malha 2D. Desta forma, é mantida a seção transversal da segunda, criando-se planos verticais (slice), cuja distância entre eles pode ser variada. Para simular etapas construtivas, presença de sobrecargas, atirantamento, estruturas não contínuas, entre outros, as cargas e os elementos da geometria podem ser ativados ou desativados nas diversas fatias.

Para maiores informações a respeito das características do programa Plaxis, utilizado nas análises, recomenda-se Chissolucombe (2001), Mota (2003), Fialho (2003), Foá (2005) e Brinkgreve & Vermeer (2001b).

9.2 - AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

O principal objetivo das simulações numéricas foi o estabelecimento de retroanálises, visando interpretar as medidas de campo, avaliar o projeto, entender as deformações anômalas surgidas após a abertura da via 2 e analisar as medidas adotadas para estabilização dos deslocamentos.

Neste sentido, foram efetuadas três análises: a primeira, considerando o valor de K_0 do solo e simulando os esforços de protensão da cortina do emboque; a segunda, observando os valores de K obtidos em campo para o solo, alterados pela protensão da cortina, e, finalmente, a terceira análise, considerando o alívio de tensões provocado pelo deslocamento ativo da contenção, reduzindo o valor de K para próximo da condição ativa. Desta forma, foi possível, avaliar o efeito da contenção no comportamento do emboque.

Em todas as simulações numéricas, as etapas de escavação retrataram mais fielmente quanto possível as etapas de construção. Também foi possível atribuir valores geotécnicos precisos a todas as camadas de solos envolvidas, uma vez que a coleta de amostras indeformadas ocorreu em poços escavados

sobre o túnel, assim como compará-los aos valores obtidos em ensaios de campo.

9.2.1 – SIMPLIFICAÇÕES EMPREGADAS

Devido à complexidade da geometria e à capacidade computacional do programa, algumas simplificações foram efetuadas, no que se refere à modelagem da topografia ascendente do emboque; ao estabelecimento do número de tirantes; à modelagem da enfilagem e do suporte; e, à contenção auxiliar perpendicular ao plano do emboque.

Em relação à modelagem da topografia ascendente do emboque, foi necessário estabelecer patamares de sobrecarga que foram progressivamente desativados.

Para o estabelecimento do número de tirantes no modelo, efetuou-se uma retroanálise, utilizando processos analíticos, considerando o fator de segurança igual a 1,5, normalmente utilizado em projetos que envolvem contenções. Finalmente foi obtida a força de protensão necessária, dividida em apenas sete tirantes distribuídos, uniformemente, ao longo das linhas de atirantamento existentes.

Já para a modelagem da enfilagem, usou-se o método proposto por Hoek (2004), que considera uma concha reforçada que envolve a escavação do túnel, cujos parâmetros elásticos são baseados na média ponderada das áreas entre os elementos estruturais e o solo.

Não foi considerada a presença da contenção perpendicular ao emboque (contenção do Convento da Lapa).

Para a modelagem do suporte, por fim, foi utilizado o método proposto por Oreste (1999), para suportes formados por concreto projetado e cambota em aço.

No caso das simplificações utilizadas nas modelagens da enfilagem e do suporte, e em relação a não consideração da contenção perpendicular ao emboque, foram tomadas como base nas simulações numéricas efetuadas no

Capítulo 8, que demonstraram serem pouco representativas na obtenção dos deslocamentos verticais.

9.2.2 - PARÂMETROS ADOTADOS NAS ANÁLISES

Como já assinalado, os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de ensaios laboratoriais em amostras indeformadas coletadas em poços de inspeção escavados ao longo do perfil estratigráfico do solo. Estes resultados foram comparados a de valores obtidos no DMT e no CPT, com a finalidade de adoção de parâmetros mais representativos.

Ressalta-se que, conforme apresentado nos Capítulos 4 e 5, foram escavados poços e executados ensaios de campo fora da área de influência da cortina protendida do emboque e próximo a ela, de forma a avaliar a interferência da contenção sobre o valor de K_0 .

Para os valores do módulo oedométrico (M ou E_{oed}), utilizou-se aquele obtido pela teoria da elasticidade assumindo $\nu = 0,30$, a partir do E_{50} adotado. Já para o E_{50} foram aceitos valores obtidos em ensaios triaxiais com trajetória controlada $\Delta\sigma_1 = -2.\Delta\sigma_3$, que melhor representa a abertura do túnel.

O valor de $K_{alterado}$ igual a 0,80 refere-se ao coeficiente de empuxo médio alterado pela presença da contenção do emboque. Já o valor de 0,36 para este parâmetro relaciona-se à condição ativa. Para a rocha são preferidos valores com base em Hoek (2002) e Metrosal (2002).

Os parâmetros do maciço adotados nas análises estão resumidos na Tab. 9.1. A Tab. 9.2. mostra as principais características geométricas e as propriedades das peças estruturais.

Tabela 9.1 – Parâmetros do maciço adotados nas análises numéricas

Parâmetro	Silte arenoso	Silte argiloso	Silte arenoso c/ frag. rocha	RAM/RAD	Gnaise	Reforço equiv.
Parâmetros geotécnicos para cálculo da tensão inicial						
γ_d (kN/m ³)	16	16	16	15	27	17
γ (kN/m ³)	17	17,5	17,5	16	27	17
K_o	1,30	1,30	0,50	0,50	0,50	0,50
$K_{alterado}$	1,30	1,30	0,80 / 0,36	0,80 / 0,36	0,50	0,50
Parâmetros para o modelo Mohr-Coulomb						
Tipo	drenado	drenado	drenado	drenado	drenado	drenado
E_{50}^{ref} (MPa)	50	30	45	150	42000	70
c (kPa)	34	60	47	48	-	100
ϕ (°)	37	30	27	22	-	40
ν	0,20	0,20	0,20	0,30	0,30	0,30

Tabela 9.2 – Parâmetros das peças estruturais

Estrutura	Largura (m)	Área (m ²)	I (m ⁴)	E (GPa)	EI (kN.m ² /m)	EA (GPa)
Tirante	0,032	8,04 E-04	5,15 E-08	210	10,81	0,1689
Pilar	1,5	1,76	0,248	35	8,70 E+06	61,850
Suporte	1,0	0,45	0,000503	14,3	7,20 E+04	7,000
Contenção	1,0	0,35	0,32	35	1,10 E+06	12,00

9.2.3 – MODELAGEM NUMÉRICA

Para o modelo constitutivo foi utilizado o elástico perfeitamente plástico Mohr-Coulomb. A escolha baseou-se nas análises efetuadas por Foá (2005) em solos similares também no Metrosal, por meio do programa Plaxis 2D e 3D com os modelos constitutivos Linear Elástico (LE), Mohr Coulomb (MC) e Hardening Soil (HS). Embora os valores, em termos absolutos, observados na modelagem com o MC tenham apresentado algumas dispersões, se comparados aos dados da instrumentação, o comportamento da bacia de recalques foi similar ao observado na instrumentação.

Com relação à sequência construtiva foram adotadas as seguintes etapas:

- I. Execução da cortina atirantada no emboque;
- II. Escavação da calota do túnel-piloto;
- III. Escavação do rebaixo do túnel-piloto;
- IV. Construção de pilares e viga de apoio no eixo do túnel-piloto;
- V. Ampliação das calotas das vias 1 e 2;
- VI. Execução do reforço (cavelete) na lateral da via 2;
- VII. Escavação dos rebaixos das vias 1 e 2.

As etapas construtivas obedecem rigorosamente ao realizado em campo. O detalhamento completo das etapas encontra-se no Capítulo 3.

No Plaxis 3D Tunnel, a modelagem foi efetuada com a utilização de elementos tridimensionais (tetraedros) isoparamétricos de quinze nós e seis pontos de integração, perfazendo 5.389 elementos tridimensionais, 17.544 nós e 32.334 pontos de tensão. Na modelagem dos elementos estruturais foram utilizados elementos de placa compostos por duas placas bidimensionais com oito nós. Para tal, foram implementados os parâmetros de rigidez à flexão (EI) e rigidez axial (EA). O comportamento destes elementos segue a teoria de Mindlin (1951), que permite a deflexão da viga ou placa devido à flexão ou ao cisalhamento. Devido à variação das dimensões dos pilares de apoio da viga, foi necessária a padronização de suas dimensões, adotando-se uma rigidez equivalente, a partir dos valores da rigidez axial e da flexão.

A geração da malha 2D foi automática, sendo efetuados refinamentos sucessivos próximos à escavação e às linhas de instrumentação. O refinamento da malha limitou-se à capacidade computacional. Inúmeras tentativas de refinamento foram realizadas até que a malha fosse compatível com a memória RAM do computador, de 2 Gb.

A largura da seção foi de 80m, obedecendo ao critério de quatro vezes o diâmetro equivalente do túnel, contados a partir do eixo do túnel-piloto para esquerda e para direita (Fig. 9.1). A partir desta malha, o Plaxis 3D Tunnel faz a extrusão longitudinal, gerando a malha 3D, com 18 fatias (*slices*), conforme a Tab. 9.3.

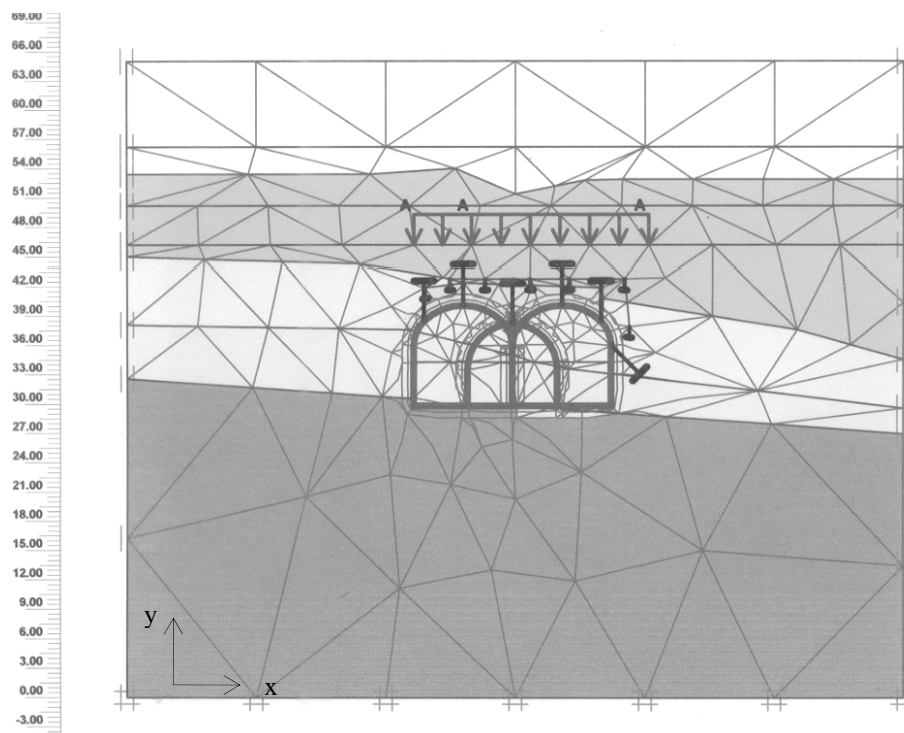


Figura 9.1 – Malha 2D utilizada no programa Plaxis 3D Tunnel

Tabela 9.3 – Divisão longitudinal da malha 3D do Plaxis Tunnel

Fatia	Extensão (m)	Avanço (m)
1	1,16	1,16
2	1,27	2,43
3	1,23	3,66
4	1,81	5,47
5	1,29	6,76
6	1,50	8,26
7	3,10	11,36
8	1,50	12,86
9	3,10	15,96
10	1,50	17,46
11	3,10	20,56
12	1,50	22,06
13	3,10	25,16
14	1,50	26,66
15	4,97	31,63
16	2,84	34,47
17	4,20	38,67
18	6,85	45,52

Um grande número de fatias foi necessário para modelar as particularidades na representação da geometria do túnel, a exemplo da existência dos pilares, sobrecargas, topografia ascendente do emboque (que foi representada por

meio de degraus), estaqueamento de reforço (cavaletes) da via 2 e outros. Desta forma, a espessura de cada fatia não foi uniforme.

A malha 3D foi gerada com um total de 45,52 m (4,5.D) de extensão longitudinal (Fig. 9.2), com as seguintes condições de contorno: deslocamentos horizontais fixos nas extremidades direita e esquerda, deslocamentos horizontais e verticais fixos na extremidade inferior e deslocamentos superficiais livres. As enfilagens têm direção xy ou xz, e são aplicadas na mesma direção que as etapas construtivas.

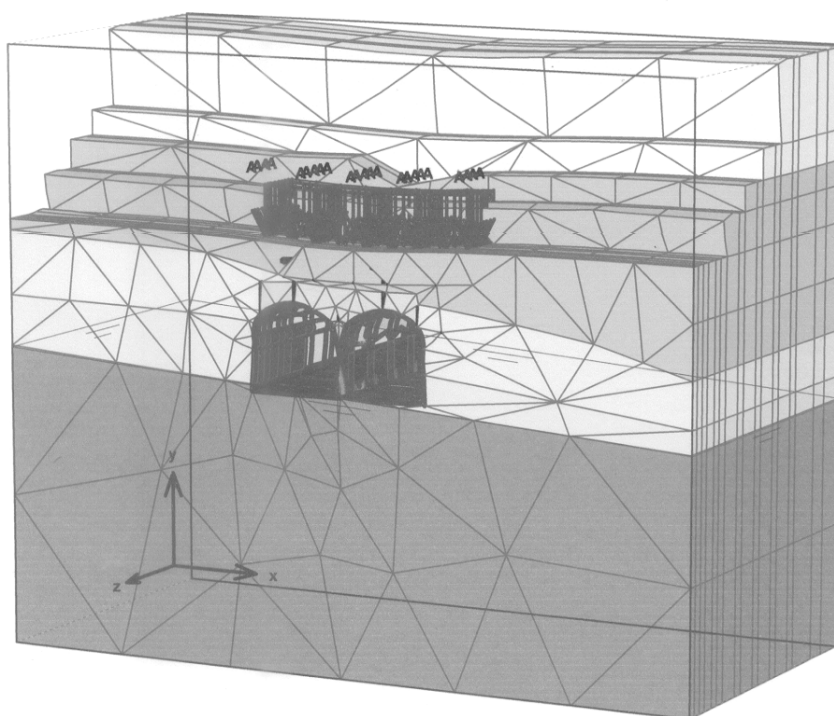


Figura 9.2 – Malha 3D utilizada nas análises

O comprimento total da análise teve como base dois critérios:

- Critério de geometria - a partir deste comprimento, o emboque começa a convergir de dois túneis para túnel único;
- Critério geológico-geotécnico - aproximadamente com esta extensão, a seção do túnel passa a ser escavada inteiramente no RAM/RAD (rocha alterada mole e rocha alterada dura) e rocha (gnaisse) são.

Para a primeira análise, como não foi considerado o efeito da protensão da cortina do emboque, foi adotado, para as camadas de solo situadas até o coroamento da cortina de contenção, o valor de K_0 original de 0,50.

Na segunda análise, o valor de K_0 foi alterado para 0,80 para as camadas de solo situadas no tardo da cortina atirantada, de forma a simular a elevação de valor devido às tensões de protensão.

Na terceira análise, escolheu-se o valor do coeficiente de empuxo ativo ($K_a=0,36$) calculado com base na teoria de Rankine.

Para as análises, o processo de escavação foi composto de 122 fases, detalhadas na Tab. 9.4.

Tabela 9.4 – Fases de cálculo – Plaxis 3D Tunnel

fases	Evento
1	Geração de tensões
2	Ativação das estruturas e topografia do terreno

fases	PILOTO - CALOTA		PILOTO - REBAIXO	
	fatia	evento	fatia	evento
3	1	escavação		
4	1	suporte e enfilagem da próxima fatia		
5	2	escavação		
6	2	suporte e enfilagem da próxima fatia		
7	3	escavação		
8	3	suporte e enfilagem da próxima fatia		
9	4	escavação		
10	4	suporte e enfilagem da próxima fatia		
11	5	escavação		
12	5	suporte e enfilagem da próxima fatia		
13	6	escavação		
14	6	suporte e enfilagem da próxima fatia	1	escavação
15	7	escavação	1	suporte
16	7	suporte e enfilagem da próxima fatia	2	escavação
17	8	escavação	2	suporte
18	8	suporte e enfilagem da próxima fatia	3	escavação
19	9	escavação	3	suporte
20	9	suporte e enfilagem da próxima fatia	4	escavação
21	10	escavação	4	suporte
22	10	suporte e enfilagem da próxima fatia	5	escavação
23	11	escavação	5	suporte
24	11	suporte e enfilagem da próxima fatia	6	escavação
25	12	escavação	6	suporte
26	12	suporte e enfilagem da próxima fatia	7	escavação
27	13	escavação	7	suporte
28	13	suporte e enfilagem da próxima fatia	8	escavação
29	14	escavação	8	suporte

30	14	suporte e enfilagem da próxima fatia	9	escavação
31	15	escavação	9	suporte
32	15	suporte e enfilagem da próxima fatia	10	escavação
33	16	escavação	10	suporte
34	16	suporte e enfilagem da próxima fatia	11	escavação
35	17	escavação	11	suporte
36	17	suporte e enfilagem da próxima fatia	12	escavação
37			12	suporte
38			13	escavação
39			13	suporte
40			14	escavação
41			14	suporte
42			15	escavação
43			15	suporte
44			16	escavação
45			16	suporte
46			17	escavação
47			17	suporte
48	Execução dos pilares e viga			

fases	VIA 1 - CALOTA		VIA 2 - CALOTA	
	fatia	evento	fatia	evento
49	1	escavação		
50	1	suporte e enfilagem da próxima fatia		
51	2	escavação		
52	2	suporte e enfilagem da próxima fatia		
53	3	escavação		
54	3	suporte e enfilagem da próxima fatia	1	escavação
55	4	escavação	1	suporte e enfilagem da próxima fatia
56	4	suporte e enfilagem da próxima fatia	2	escavação
57	5	escavação	2	suporte e enfilagem da próxima fatia
58	5	suporte e enfilagem da próxima fatia	3	escavação
59	6	escavação	3	suporte e enfilagem da próxima fatia
60	6	suporte e enfilagem da próxima fatia	4	escavação
61	7	escavação	4	suporte e enfilagem da próxima fatia
62	7	suporte e enfilagem da próxima fatia	5	escavação
63	8	escavação	5	suporte e enfilagem da próxima fatia
64	8	suporte e enfilagem da próxima fatia	6	escavação
65	9	escavação	6	suporte e enfilagem da próxima fatia
66	9	suporte e enfilagem da próxima fatia	7	escavação
67	10	escavação	7	suporte e enfilagem da próxima fatia
68	10	suporte e enfilagem da próxima fatia	8	escavação
69	11	escavação	8	suporte e enfilagem da próxima fatia
70	11	suporte e enfilagem da próxima fatia	9	escavação
71	12	escavação	9	suporte e enfilagem da próxima fatia
72	12	suporte e enfilagem da próxima fatia	10	escavação
73	13	escavação	10	suporte e enfilagem da próxima fatia
74	13	suporte e enfilagem da próxima fatia	11	escavação
75	14	escavação	11	suporte e enfilagem da próxima fatia
76	14	suporte e enfilagem da próxima fatia	12	escavação
77	15	escavação	12	suporte e enfilagem da próxima fatia
78	15	suporte e enfilagem da próxima fatia	13	escavação
79	16	escavação	13	suporte e enfilagem da próxima fatia

80	16	suporte e enfilagem da próxima fatia	14	escavação
81	17	escavação	14	suporte e enfilagem da próxima fatia
82	17	suporte	15	escavação
83			15	suporte e enfilagem da próxima fatia
84			16	escavação
85			16	suporte e enfilagem da próxima fatia
86			17	escavação
87			17	suporte
88	Execução dos tirantes (cavelete) na lateral externa da via 2			

fases	VIA 1 - REBAIXO (BANCADA)		VIA 2 - REBAIXO (BANCADA)	
	fatia	evento	fatia	evento
89	1	escavação	1	escavação
90	1	suporte	1	suporte
91	2	escavação	2	escavação
92	2	suporte	2	suporte
93	3	escavação	3	escavação
94	3	suporte	3	suporte
95	4	escavação	4	escavação
96	4	suporte	4	suporte
97	5	escavação	5	escavação
98	5	suporte	5	suporte
99	6	escavação	6	escavação
100	6	suporte	6	suporte
101	7	escavação	7	escavação
102	7	suporte	7	suporte
103	8	escavação	8	escavação
104	8	suporte	8	suporte
105	9	escavação	9	escavação
106	9	suporte	9	suporte
107	10	escavação	10	escavação
108	10	suporte	10	suporte
109	11	escavação	11	escavação
110	11	suporte	11	suporte
111	12	escavação	12	escavação
112	12	suporte	12	suporte
113	13	escavação	13	escavação
114	13	suporte	13	suporte
115	14	escavação	14	escavação
116	14	suporte	14	suporte
117	15	escavação	15	escavação
118	15	suporte	15	suporte
119	16	escavação	16	escavação
120	16	suporte	16	suporte
121	17	escavação	17	escavação
122	17	suporte	17	suporte

É importante destacar que nas análises não foi considerada a existência do nível de água, uma vez que, segundo as sondagens, tal nível encontrava-se abaixo da camada do RAD (rocha alterada dura), portanto em posição subsequente à fundação do túnel.

9.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises e comparações dos valores observados na instrumentação foram efetuadas ao final das seguintes etapas de escavação do túnel:

- Abertura da calota e rebaixo (bancada) do túnel-piloto;
- Abertura das calotas das vias 1 e 2;
- Rebaixos (bancadas) das vias 1 e 2.

Não foi permitida a separação entre os efeitos provenientes da abertura da calota e o rebaixo do túnel-piloto, devido à quase simultaneidade destas ações. Da mesma forma, as aberturas das calotas, e, posteriormente, dos rebaixos (bancada) da via 1 foram quase simultâneos ao da via 2, contrariando o previsto inicialmente pelo projeto.

9.3.1 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS TRANSVERSAIS AO TÚNEL

Os deslocamentos verticais transversais ao túnel (bacia de recalque) foram analisados com base nos resultados obtidos nos marcos superficiais das seções instrumentadas do emboque e 42-P e comparados aos obtidos nas simulações numéricas.

9.3.1.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE

A Fig. 9.3 mostra os deslocamentos verticais superficiais para a seção instrumentada do emboque, após a escavação do túnel-piloto, comparando as medidas encontradas na instrumentação com as obtidas nas análises numéricas, considerando $K=0,36$; $0,50$ e $0,80$.

A Fig. 9.4 apresenta os deslocamentos verticais superficiais para a seção instrumentada do Emboque, além dos valores obtidos nas análises numéricas para os valores de $K_0=0,36$; $0,50$ e $0,80$, para o final de escavação das calotas das vias 1 e 2. A Fig. 9.5 exhibe o mesmo gráfico, porém para a etapa de final de escavação dos rebaixos das vias 1 e 2.

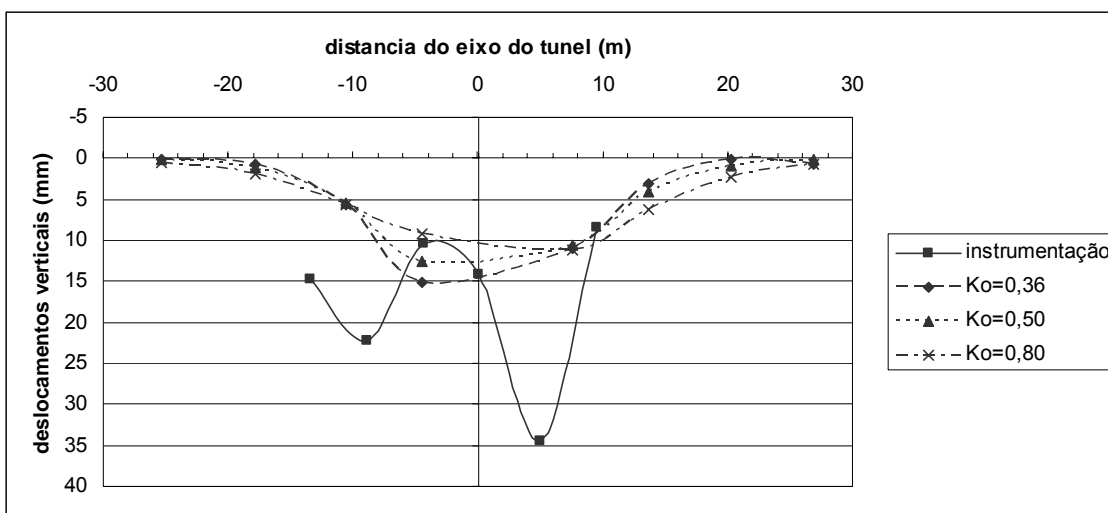


Figura 9.3 – Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada do Emboque para o final de escavação do túnel-piloto

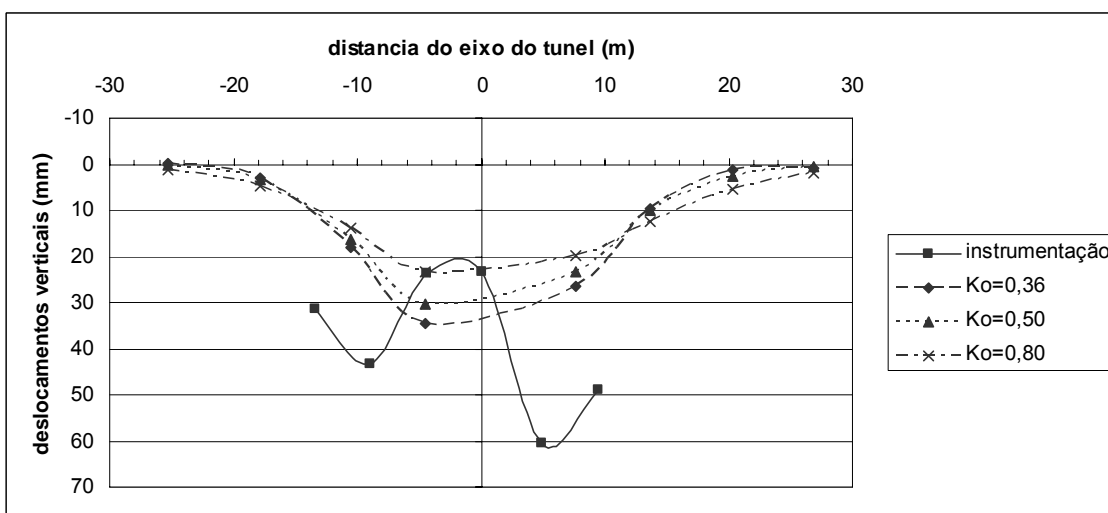


Figura 9.4 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada do Emboque para o final de escavação das calotas das V1 e V2.

Como pode ser observado, para a seção do Emboque, o comportamento dos deslocamentos superficiais não foram devidamente retratados pelas análises numéricas. Isso se deve:

- À proximidade da linha de instrumentação do emboque do túnel;
- À baixa cobertura;
- À presença de camada de areia de 40 cm de espessura agindo como dreno da contenção. O rompimento do concreto da cortina atirantada para abertura

do túnel, ocasionou o desconfinamento deste material e consequente acomodação do terreno acima;

- À dificuldade de modelagem dos tirantes protendidos, em face, principalmente, de limitações do programa Plaxis 3D Tunnel. Nas simulações foi possível apenas inferir sete tirantes que concentraram toda a carga de protensão obtida na retroanálise.

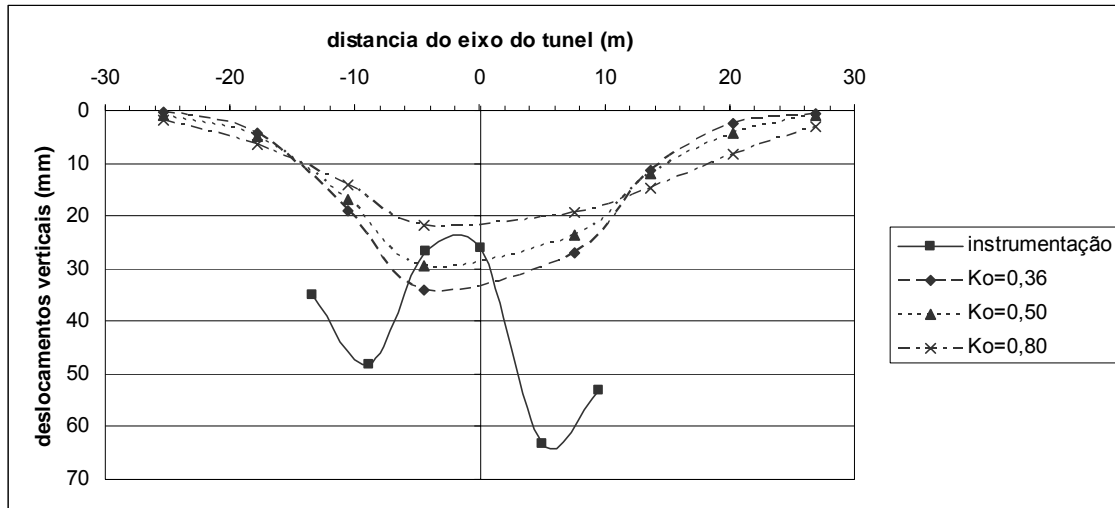


Figura 9.5 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada do Emboque para o final de escavação dos rebaixos das V1 e V2.

9.3.1.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P.

A Fig. 9.6 mostra o gráfico da bacia de recalque para a seção instrumentada 42-P após a escavação do túnel-piloto, para as análises numéricas, considerando $K=0,36$; $0,50$ e $0,80$ e os valores observados na instrumentação.

Já a Fig. 9.7 apresenta os deslocamentos verticais superficiais para a seção instrumentada 42-P, além dos valores obtidos nas análises numéricas para os valores de $K_0=0,36$; $0,50$ e $0,80$, para o final de escavação das calotas das vias 1 e 2. A Fig. 9.8 mostra o mesmo gráfico após o final da etapa de escavação dos rebaixos das vias 1 e 2.

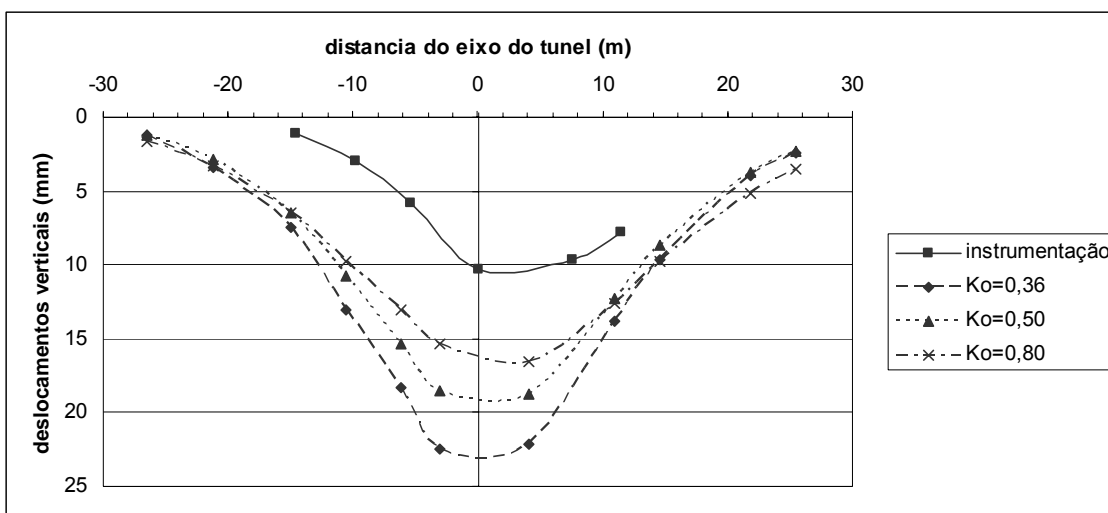


Figura 9.6 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação do túnel-piloto

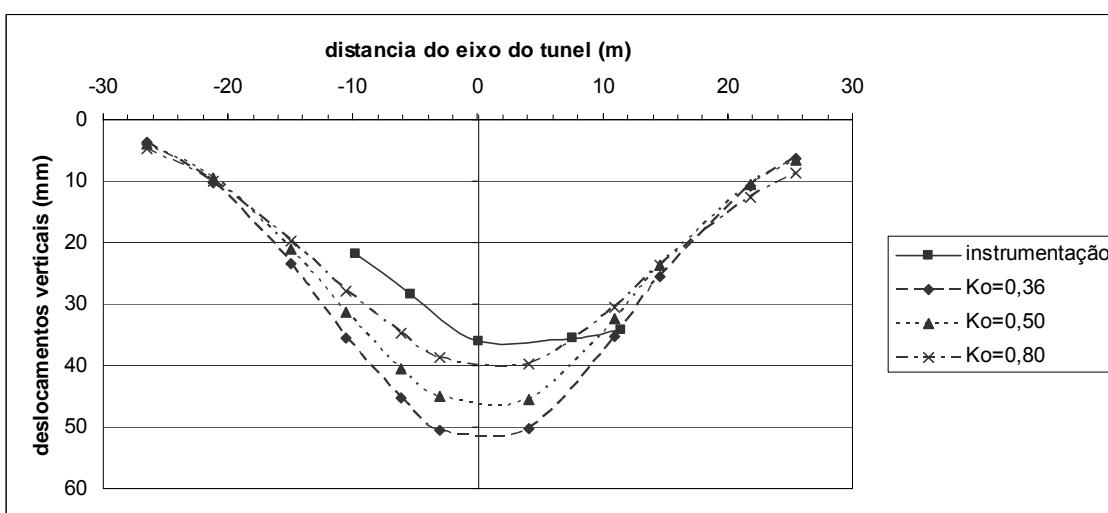


Figura 9.7 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação das calotas das V1 e V2.

Para a seção instrumentada 42-P, o comportamento da bacia de recalque foi similar ao que foi observado nas modelagens. Para após a etapa de escavação das vias 1 e 2 (calotas e rebaixos), os valores obtidos entre as simulações numéricas e a instrumentação são praticamente idênticos. Para $K_o=0,80$, ou seja, considerando o aumento das tensões horizontais devido às tensões de protensão dos tirantes, os valores estiveram mais próximos aos observados na instrumentação superficial. Os gráficos apresentados confirmam que o efeito de protensão dos tirantes possa elevar o valor de K_o a 0,80 ou, até mesmo, ligeiramente maiores.

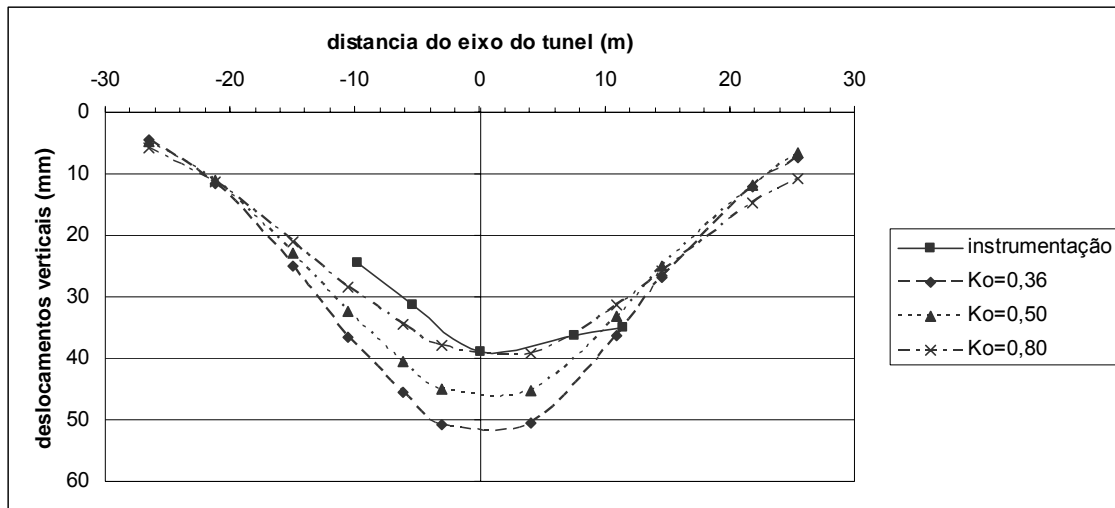


Figura 9.8 - Bacia de recalques nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação dos rebaixos das V1 e V2.

9.3.2 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS EM PROFUNDIDADE

Os deslocamentos verticais transversais ao túnel em profundidade foram analisados com base nos resultados obtidos nas simulações numéricas e comparados com os valores observados nos tassômetros nas seções instrumentadas do Emboque e 42-P.

9.3.2.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE

Na Fig. 9.9 estão apresentados os deslocamentos verticais obtidos nas simulações numéricas, considerando $K=0,36$; $0,50$ e $0,80$ e os observados na seção instrumentada do Emboque, após a escavação do túnel-piloto.

A Fig. 9.10 apresenta os deslocamentos verticais obtidos nas simulações numéricas considerando $K=0,36$; $0,50$ e $0,80$ e aqueles observados na seção instrumentada do Emboque para os tassômetros, após a escavação da calota das vias 1 e 2. Já a Fig. 9.11 expõe o mesmo gráfico, porém para a etapa final de escavação do rebaixo (bancada) das vias 1 e 2.

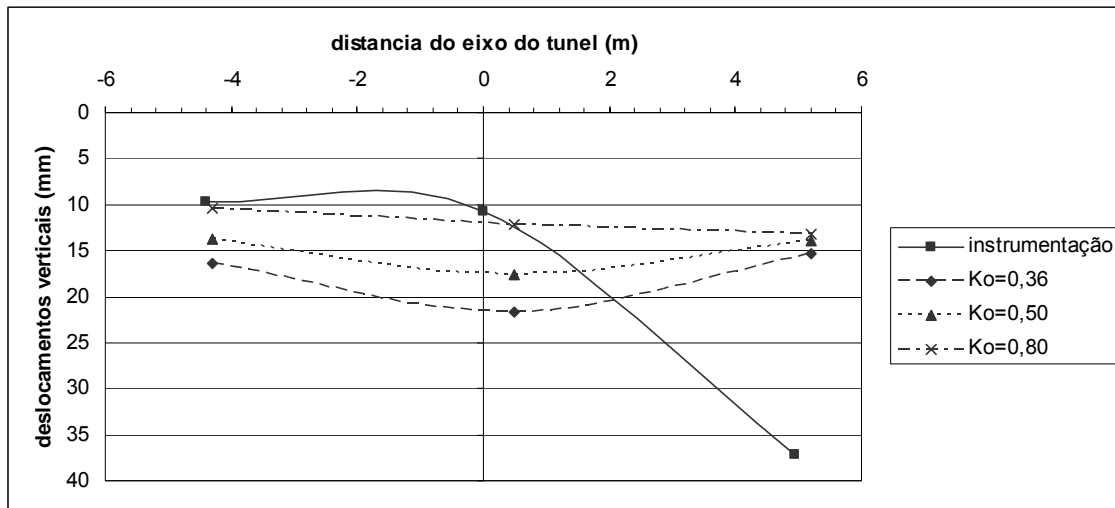


Figura 9.9 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada do Emboque para o final de escavação do túnel-piloto

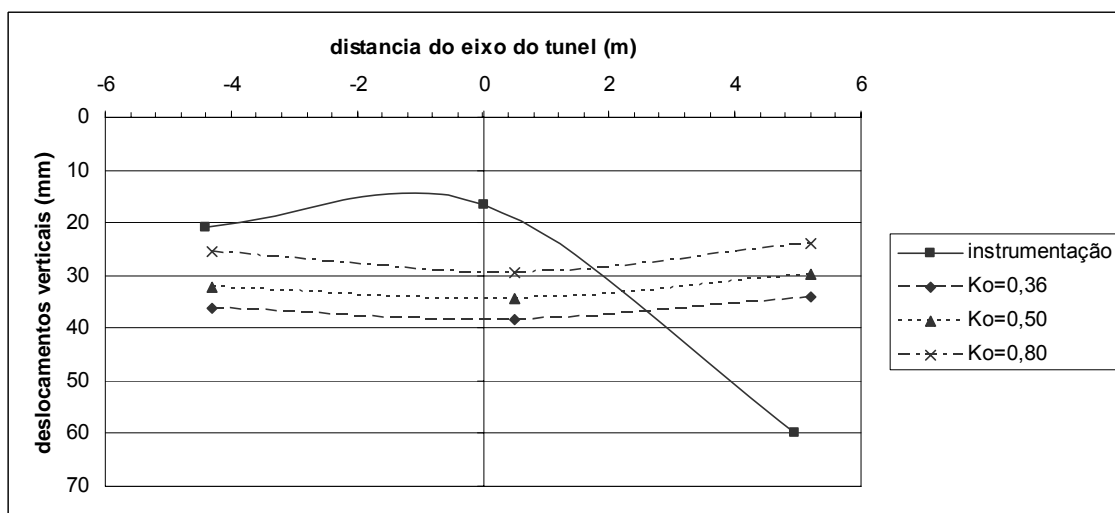


Figura 9.10 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada do Emboque para o final de escavação das calotas das vias 1 e 2.

Observa-se que, o tassômetro situado pouco acima do teto no eixo da via 2 apresentou deslocamentos acima dos obtidos nas simulações computacionais. Além das limitações ocorridas na modelagem, devido à presença dos tirantes e da camada de areia no tardo da cortina, já comentadas anteriormente, também foi possível notar o forte recalque ocorrido no lado externo do suporte da via 2. Este recalque foi proveniente do mergulho acentuado da camada de rocha alterada (não previsto em projeto), e, conseqüentemente, um material de baixa capacidade de carga para a fundação do suporte. Em decorrência disto,

foi necessário o reforço da base do suporte da via 2. O deslocamento da face externa do suporte da via 2 deformou o gráfico de deslocamentos em profundidade, o qual, não foi possível simular numericamente.

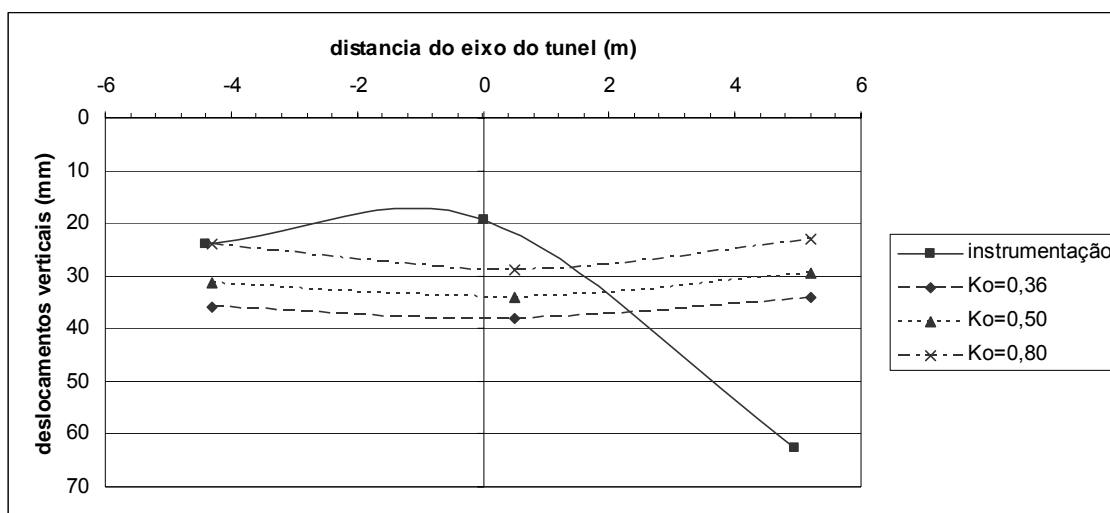


Figura 9.11 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada do Emboque para o final de escavação dos rebaixos (bancada) das vias 1 e 2.

Pode-se também constatar o sucesso do reforço utilizado, uma vez que o deslocamento registrado no tassômetro situado sobre o eixo da via 2 se estabilizou em cerca de 60 mm (Figs. 9.10 e 9.11).

9.3.2.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P

Na seção 42-P, devido às interferências na superfície, não foi possível a instalação do tassômetro sobre o teto no eixo da via 2.

Na Fig. 9.12 estão apresentados os deslocamentos verticais obtidos nas simulações numéricas, considerando $K=0,36$; $0,50$ e $0,80$ e os deslocamentos observados na seção instrumentada 42-P, após a escavação do túnel-piloto.

A Fig. 9.13 apresenta os deslocamentos verticais obtidos nas simulações numéricas, considerando $K=0,36$; $0,50$ e $0,80$ e aqueles observados na seção instrumentada 42-P para os tassômetros, após a escavação da calota das vias

1 e 2. Já a Fig. 9.14 exibe o mesmo gráfico, porém para a etapa final de escavação do rebaixo (bancada) das vias 1 e 2.

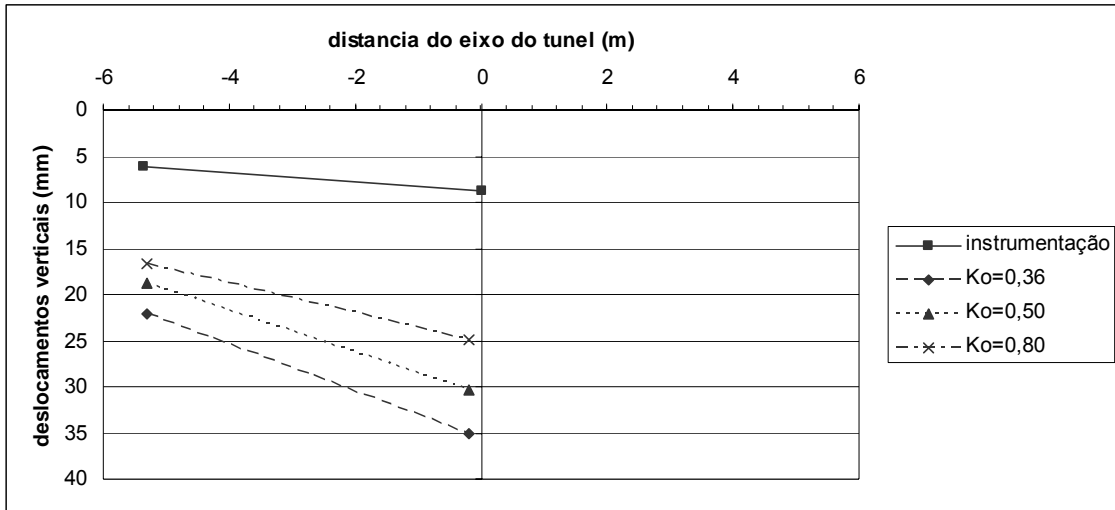


Figura 9.12 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação do túnel-piloto.

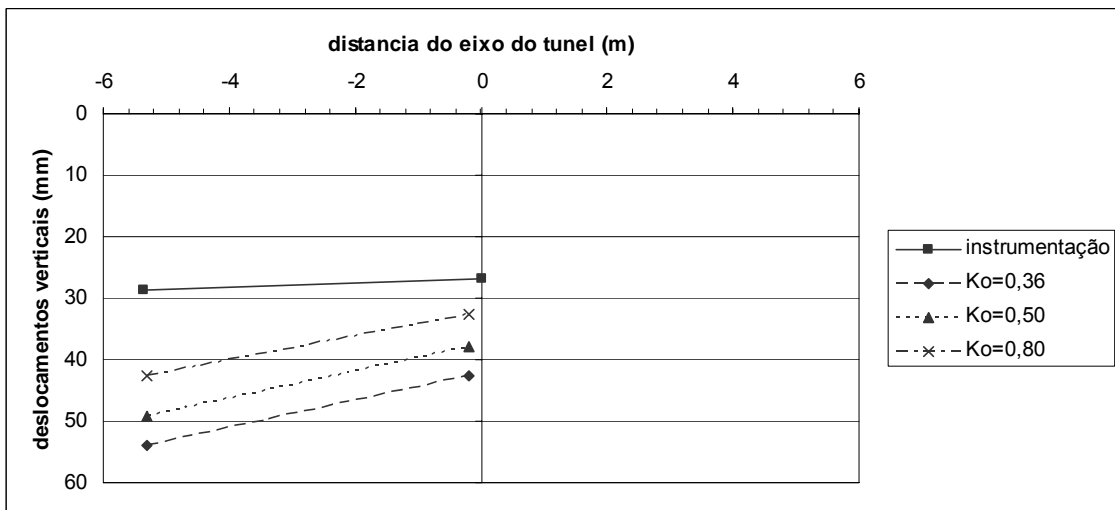


Figura 9.13 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação dos rebaixos (bancada) das vias 1 e 2.

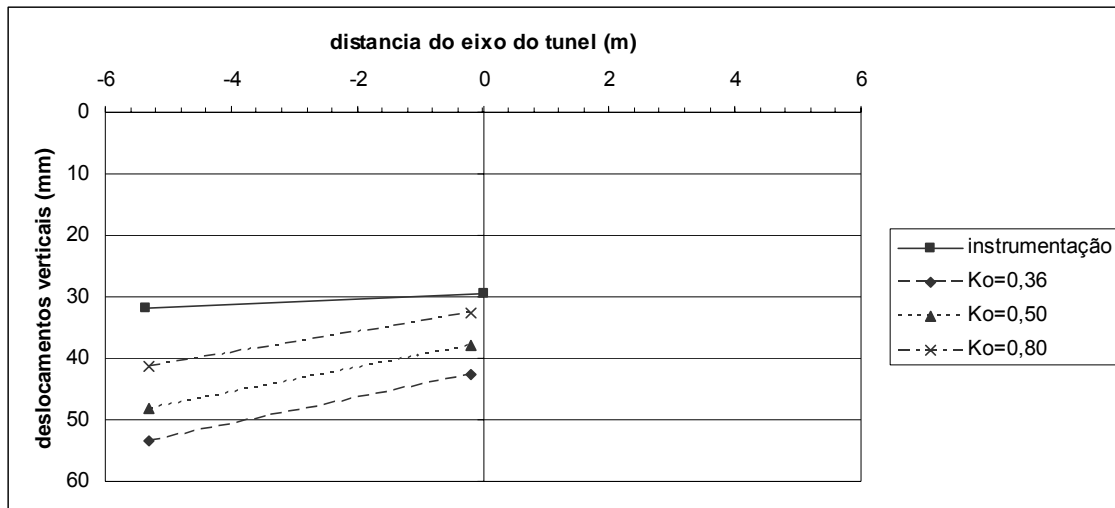


Figura 9.14 – Deslocamentos verticais nos tassômetros nas análises numéricas na seção instrumentada 42-P para o final de escavação dos rebaixos (bancada) das vias 1 e 2.

Novamente pode ser observada uma forte similaridade na forma dos gráficos nas três etapas de escavação. Notadamente, ao final das escavações das vias 1 e 2 (calota e bancada), os valores entre as simulações numéricas e a instrumentação muito se assemelham na adoção de $K_0=0,80$. A semelhança é um forte indício da elevação dos valores do coeficiente de empuxo devido à protensão dos tirantes da cortina. Com base nos valores obtidos, torna-se plausível presumir que a elevação nestes valores possa ser até um pouco superior a $K_0=0,80$.

9.3.3 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS SUPERFICIAIS DEVIDOS AO AVANÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

Neste tópico, foram comparados valores obtidos nas simulações numéricas para $K=0,36$; $0,50$ e $0,80$ e as medidas observados nas seções instrumentadas do Emboque e 42-P para os tassômetros e marcos superficiais situados no eixo do túnel-piloto. Nos mesmos gráficos são visualizadas as posições do túnel e as frentes de escavação para as etapas de abertura do túnel-piloto e das calotas das vias 1 e 2. Não foram obtidos os gráficos do avanço da escavação dos rebaixos (bancadas) das vias 1 e 2, uma vez que não foi possível estabelecer um cronograma de escavação, devido às inúmeras paralisações nesta fase, principalmente durante a execução do reforço da lateral externa da via 2.

Ressalta-se que, durante a escavação do piloto, ocorreu uma defasagem de cerca de 8,2 m entre a escavação da calota e a bancada (rebaixo), assim como ocorreu uma defasagem de cerca de 3,5 m entre a escavação das calotas das vias 1 e 2. Todas as defasagens e também o cronograma de escavação foram respeitados durante as simulações numéricas.

9.3.3.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE

A Fig. 9.15 mostra o deslocamento vertical observado no marco superficial MP-04 e nas simulações numéricas (frente de escavação), durante a etapa de escavação do túnel-piloto.

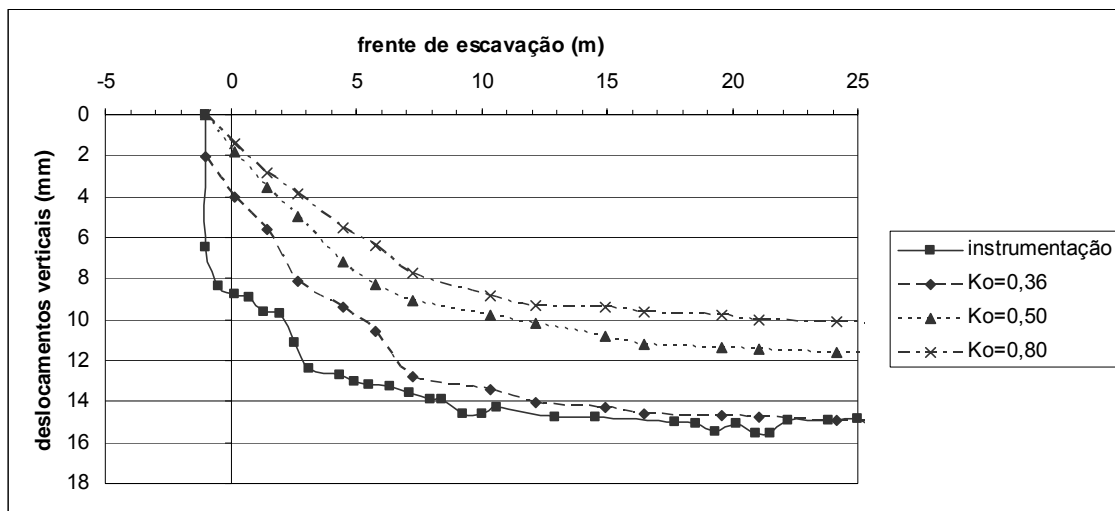


Figura 9.15 – Deslocamentos verticais do MP-04 durante a escavação do túnel-piloto.

A figura aponta que, no instante inicial de escavação, quando foi rompida a laje da cortina atirantada existente, ocorreu um forte deslocamento vertical de cerca de 9,0 mm, proveniente do desconfinamento do solo a montante e da areia utilizada para o dreno e aterro da contenção.

A Fig. 9.16 mostra o mesmo gráfico, porém para a etapa de escavação das calotas das vias 1 e 2.

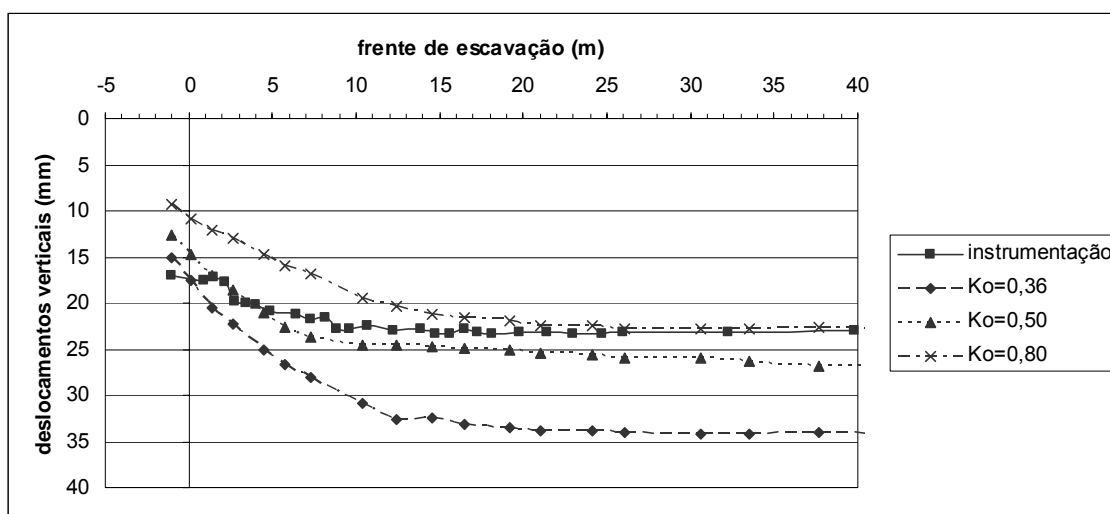


Figura 9.16 – Deslocamentos verticais do MP-04 durante a escavação das calotas das vias 1 e 2.

Após o desconfinamento do solo ocorrido com a ruptura da contenção existente, na abertura do túnel-piloto, as tensões da protensão da cortina atirantada se sobressaiam, elevando a curva relativa à instrumentação e tornando-a idêntica à curva de $K_0=0,80$, a partir do avanço da frente de escavação de 15 m, ou 1,5 do diâmetro do túnel.

9.3.3.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P

A Fig. 9.17 mostra os deslocamentos medidos e obtidos nas simulações numéricas, durante o avanço da frente de escavação para o marco superficial MS-04, situado no eixo do túnel-piloto.

No caso da seção instrumentada 42-P, situada cerca de 1,5.D, não houve influência do desconfinamento causado pela ruptura da cortina atirantada existente no portal. Dados de deslocamentos observados na instrumentação foram menores do que os obtidos nas simulações numéricas, mesmo considerando $K_0=0,80$. Estes resultados corroboram a hipótese de que o valor real do K, devido à protensão da cortina, poder ser, até mesmo, superior ao valor de 0,80.

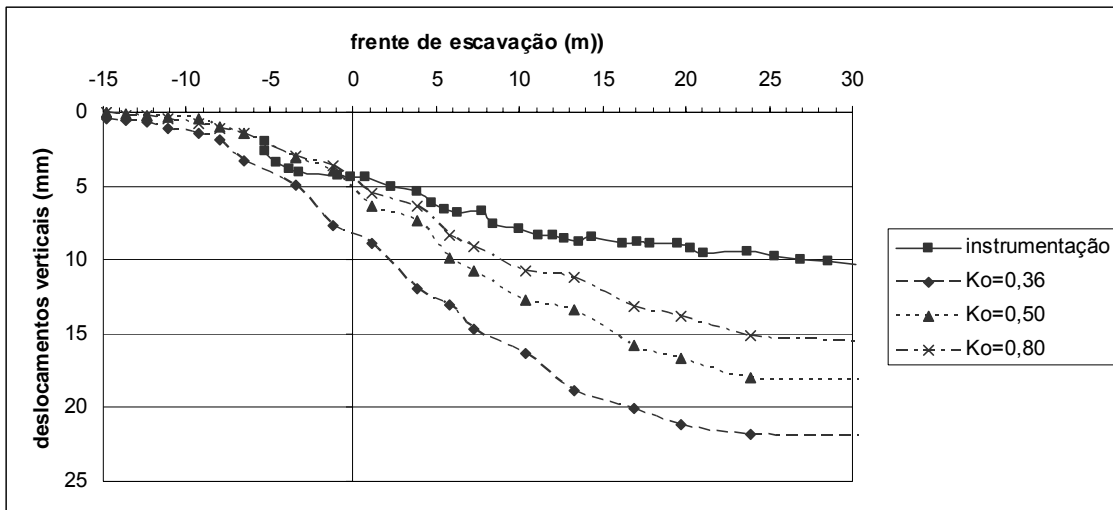


Figura 9.17 – Deslocamentos verticais do MS-04 durante a abertura do túnel-piloto.

A Fig. 9.18 expõe os mesmos deslocamentos, porém notados durante a abertura das calotas das vias 1 e 2. A descontinuidade entre o último valor observado na instrumentação na Fig. 9.17 e o primeiro valor observado na Fig. 9.18 foi devido ao intervalo de tempo entre a abertura do piloto e das calotas das vias 1 e 2.

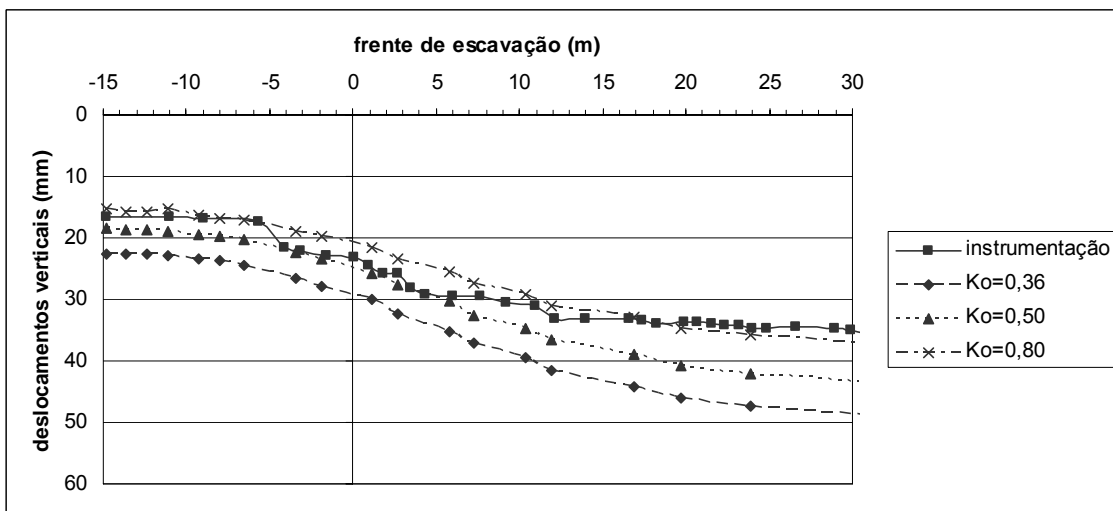


Figura 9.18 – Deslocamentos verticais do MS-04 durante a abertura das calotas das vias 1 e 2.

Após o término da escavação do túnel-piloto, os valores observados na instrumentação se aproximam muito dos valores obtidos na simulação numérica, considerando $K_0=0,80$.

Os resultados apresentados se configuram em um forte indício da variação do coeficiente de empuxo (K), durante as diversas etapas de escavações efetuadas.

9.3.4 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS EM PROFUNDIDADE DEVIDO AO AVANÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

Assim como nos deslocamentos superficiais, não foi possível levar em conta a etapa de escavação dos rebaixos (bancadas) das vias 1 e 2, sendo consideradas apenas as etapas de escavação do túnel-piloto e das calotas das vias 1 e 2.

9.3.4.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE

A Fig. 9.19 mostra os deslocamentos verticais medidos na seção instrumentada do Emboque e obtidos nas simulações numéricas durante o avanço da frente de escavação para o tassômetro TP-02, situado no eixo do túnel-piloto. Os deslocamentos verticais observados estão bem próximos aos obtidos na simulação numérica considerando $K_0=0,80$.

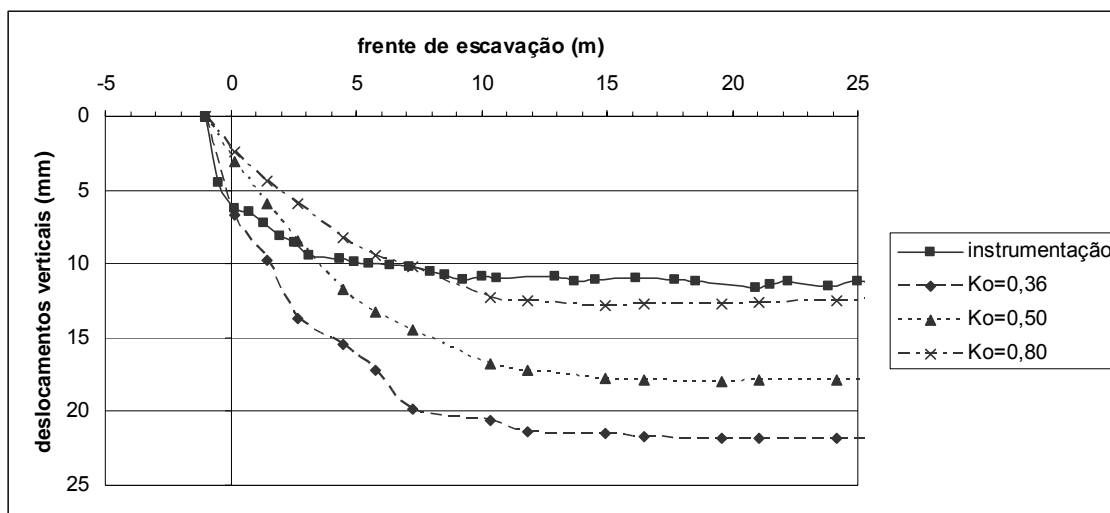


Figura 9.19 – Deslocamentos verticais do TP-02 durante a abertura do túnel-piloto.

Na Fig. 9.20 estão apresentados os mesmos deslocamentos, porém observados durante a abertura das calotas das vias 1 e 2.

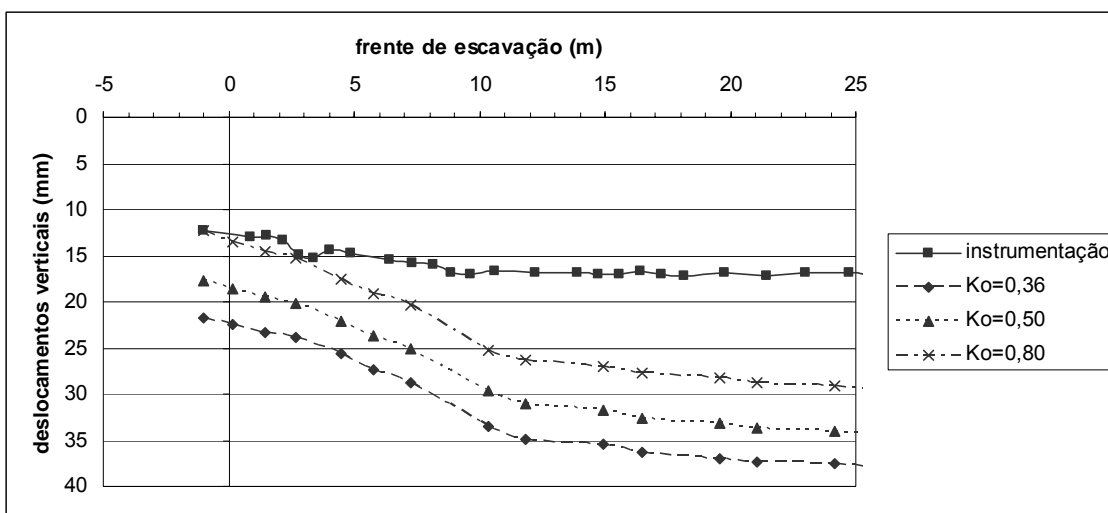


Figura 9.20 – Deslocamentos verticais do TP-02 durante a abertura das calotas das vias 1 e 2.

Para o tassômetro TP-02 não foi observada, como era de se esperar, a elevação dos deslocamentos verticais com a passagem da frente de escavação das calotas das vias 1 e 2. Este comportamento foi devidamente registrado nas simulações numéricas.

9.3.4.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P

A Fig. 9.21 mostra os deslocamentos verticais observados na seção instrumentada 42-P e aqueles obtidos nas análises numéricas para o tassômetro TS-02, situado no eixo do túnel-piloto.

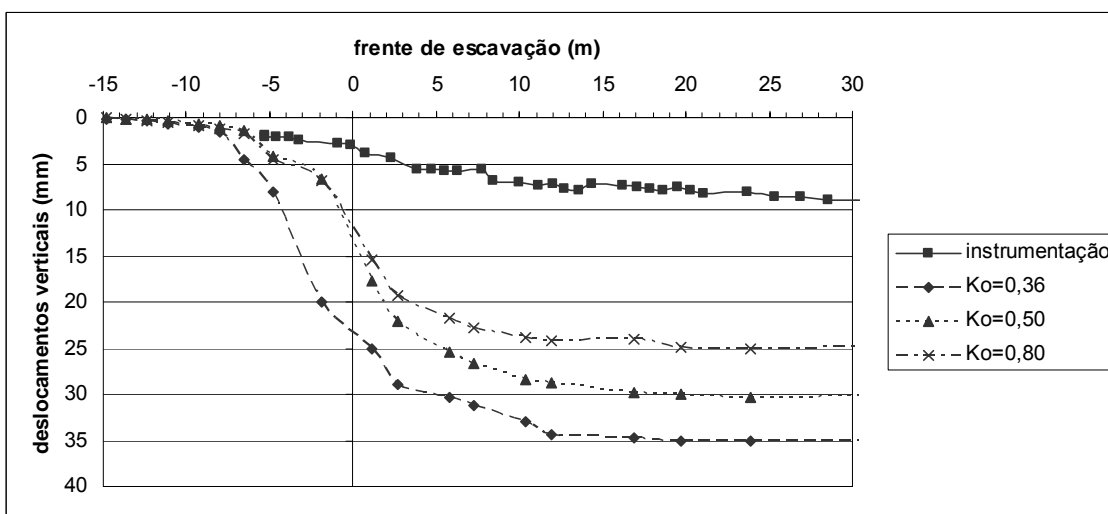


Figura 9.21 – Deslocamentos verticais do TS-02 durante a abertura do túnel-piloto.

Embora as simulações numéricas tenham registrado convenientemente a passagem da frente de escavação do túnel-piloto, o mesmo comportamento não pôde ser observado no tassômetro TS-02. Porém, como mostra a Fig. 9.22, após a passagem da escavação das calotas das vias 1 e 2, ocorreu uma grande aproximação entre os deslocamentos observados na instrumentação e os resultados da simulação numérica utilizando $K_o=0,80$.

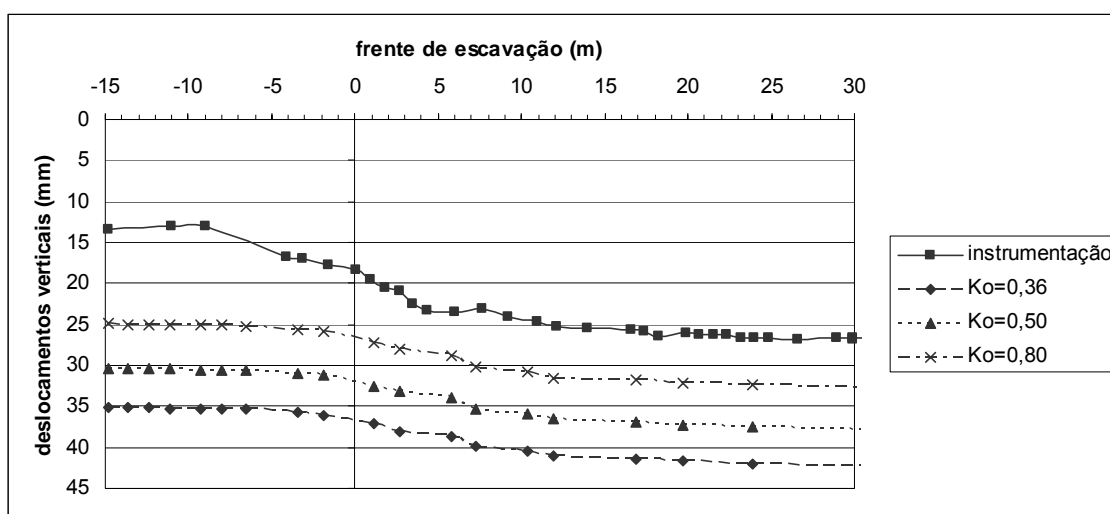


Figura 9.22 – Deslocamentos verticais do TS-02 durante a abertura das calotas das vias 1 e 2.

9.3.5 - DESLOCAMENTOS NO MACIÇO

Para a análise dos deslocamentos verticais no maciço e no teto do túnel foram selecionadas duas seções modeladas pelo Plaxis 3D Tunnel, situadas nas seções instrumentadas do Emboque e 42-P. Nas seções foram comparadas as simulações numéricas, utilizando os valores de K_o de 0,36 ($=K_a$); 0,50 e 0,80 com frentes de escavação a 1,2 m (sob a seção instrumentada do Emboque), a 15,9 m (sob a seção 42-P) e a 45,5 m (ao final da escavação).

Novamente ressalta-se que, durante a escavação do piloto, ocorreu uma defasagem de cerca de 8,2 m entre a escavação da calota e a bancada (rebaixo), assim como aconteceu também uma defasagem de cerca de 3,5 m

entre as escavações das calotas das vias 1 e 2. Neste caso, para efeito de análise dos resultados obtidos com o Plaxis 3D, foram considerados os diagramas de deslocamentos, apenas após a passagem integral do túnel-piloto (calota e bancada) e das vias 1 e 2.

Não foi possível a análise após a escavação dos rebaixos (bancadas) das vias 1 e 2, uma vez que, nesta fase, ocorreram inúmeras paralisações da obra, e o plano de escavação foi completamente alterado, principalmente durante a execução do reforço da lateral externa da via 2.

9.3.5.1 - SEÇÃO INSTRUMENTADA DO EMBOQUE

As Figs. 9.23, 9.24 e 9.25 mostram o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,36$ ($=K_a$), durante a escavação do túnel-piloto, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

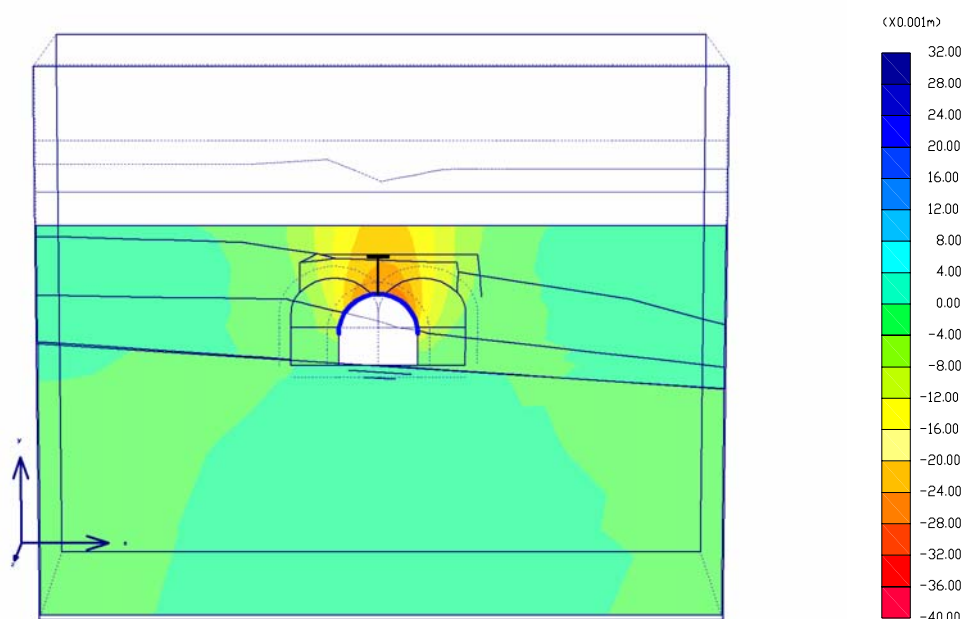


Figura 9.23 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 1,2 m

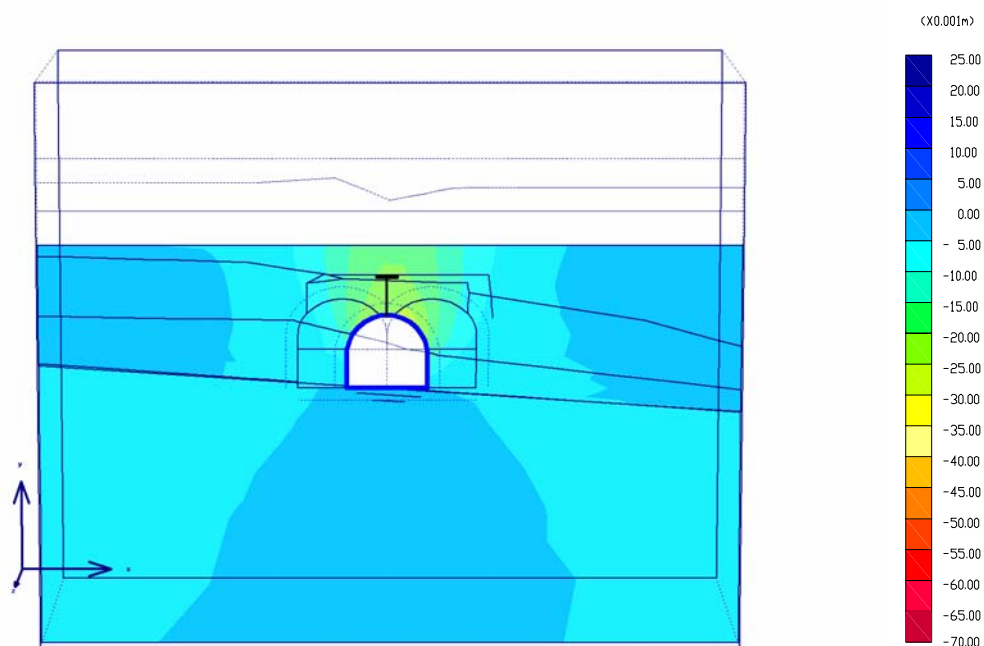


Figura 9.24 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 15,9 m

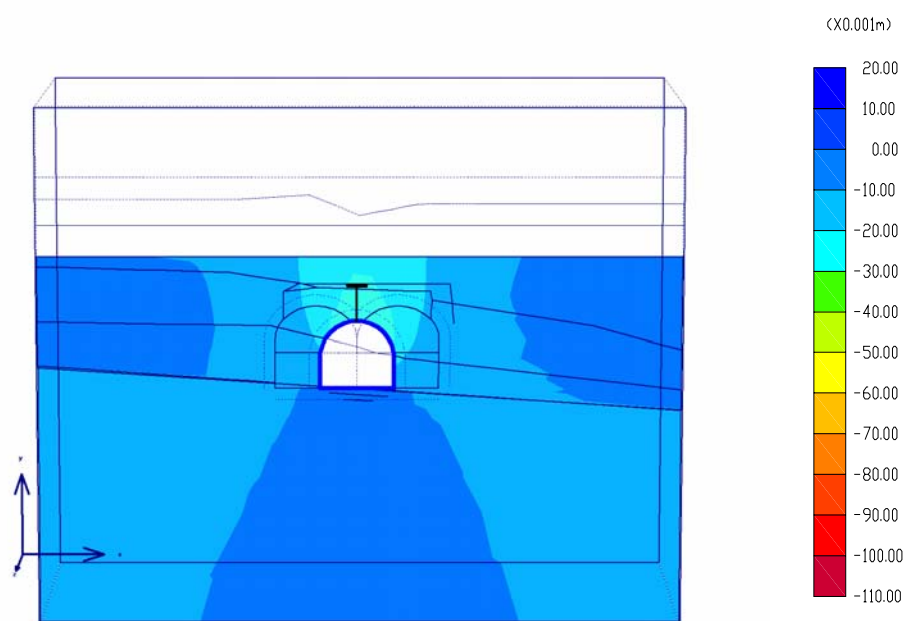


Figura 9.25 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 45,5 m

Observa-se uma leve assimetria no diagrama de deslocamentos devido ao mergulho das camadas de solo e rocha no sentido esquerdo-direita destas figuras.

Os deslocamentos no piso da escavação foram inferiores a -5 mm e tendem a crescer da superfície para o teto do túnel. Já no teto do túnel foram observados deslocamentos entre -25 e -30 mm. Como esperado, ocorreram fortes deslocamentos na seção do Emboque, na passagem da frente de escavação por esta seção. No entanto, após a passagem da frente de escavação ocorreu uma tendência à estabilização dos deslocamentos, principalmente após a frente situada a 15,9 m dentro da malha.

As Figs. 9.26, 9.27 e 9.28 mostram o comportamento dos deslocamentos considerando $K_0=0,50$, durante a escavação do túnel-piloto, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

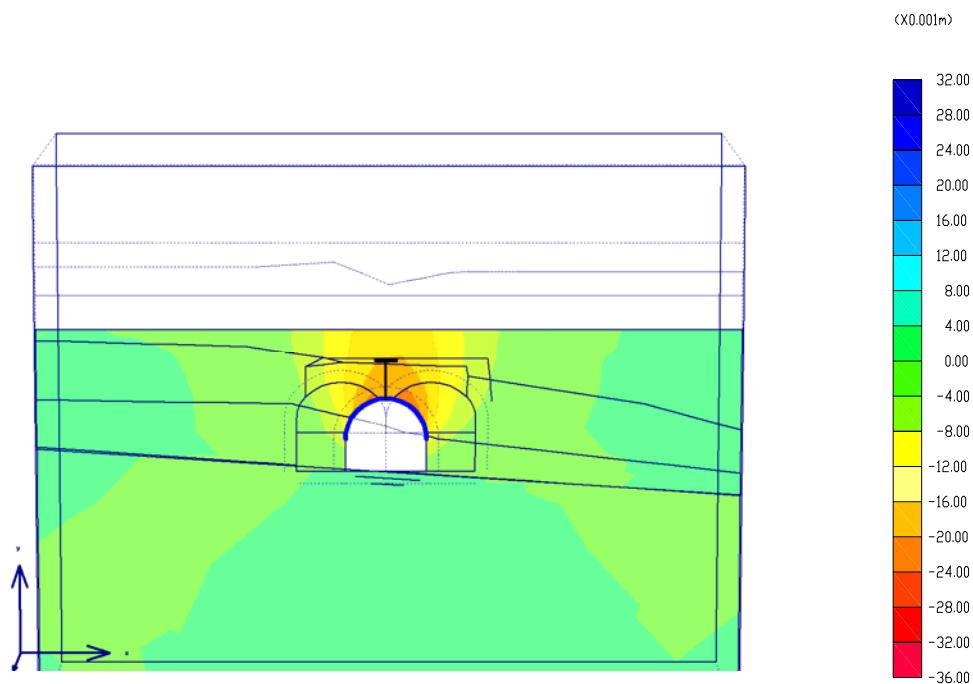


Figura 9.26 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 1,2 m

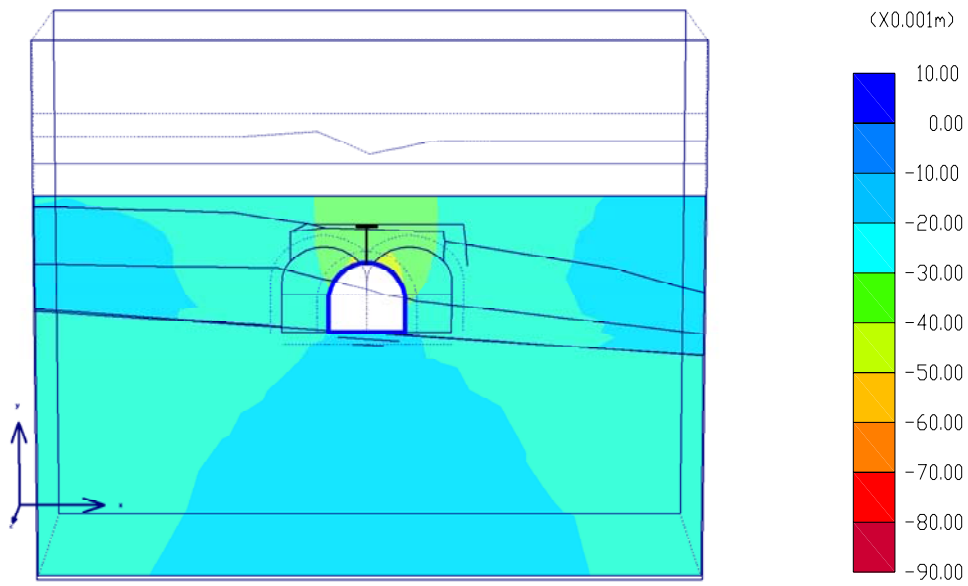


Figura 9.27 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 15,9 m

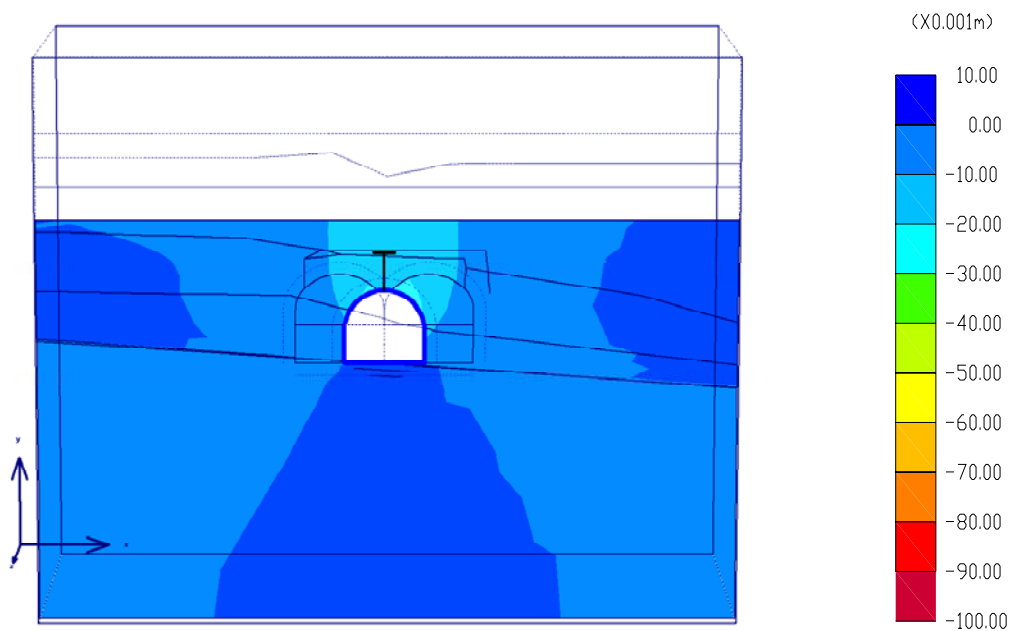


Figura 9.28 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação a 45,5 m

Para $K_0=0,50$, durante a escavação do túnel-piloto, a seção do Emboque apresentou deslocamentos no piso da escavação inferiores a -10 mm, que

tendem a crescer da superfície para o teto do túnel. Já no teto do túnel foram observados deslocamentos entre -40 e -50 mm.

Nas Figs. 9.29, 9.30 e 9.31 está apresentado o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,80$, durante a escavação do túnel-piloto, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

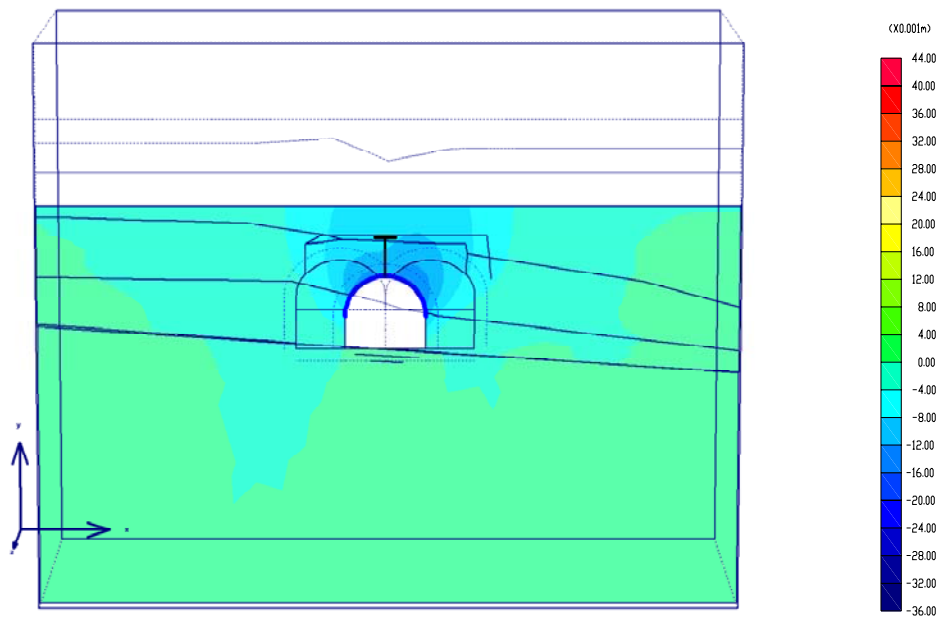


Figura 9.29 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 1,2 m

Com $K_0=0,80$, durante a escavação do túnel-piloto, na seção do Emboque ocorreu uma redução nos valores das deformações observadas no teto do túnel (entre -20 e -30 mm), foi constatado, entretanto, o soerguimento do piso da escavação (entre 0 e 10 mm). Novamente foram vistos fortes deslocamentos na seção na passagem da frente de escavação por esta seção, que, no entanto, estabilizaram após a frente situada a 15,9 m dentro da malha.

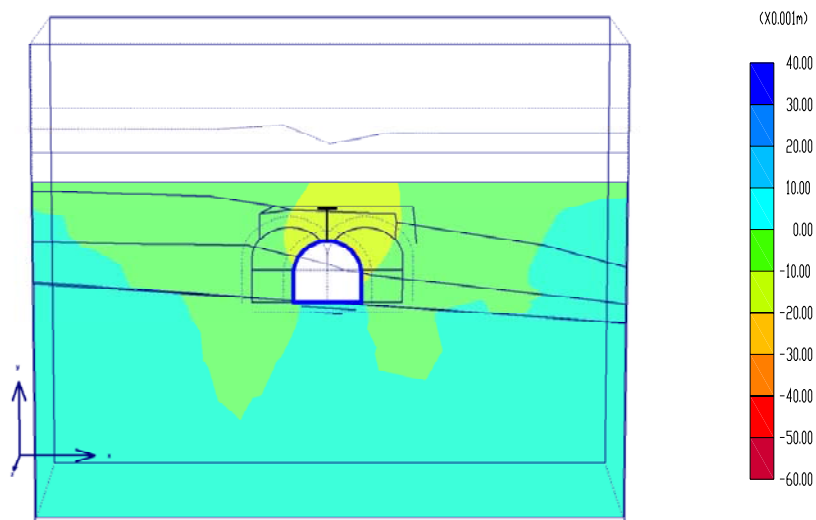


Figura 9.30 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 15,9 m

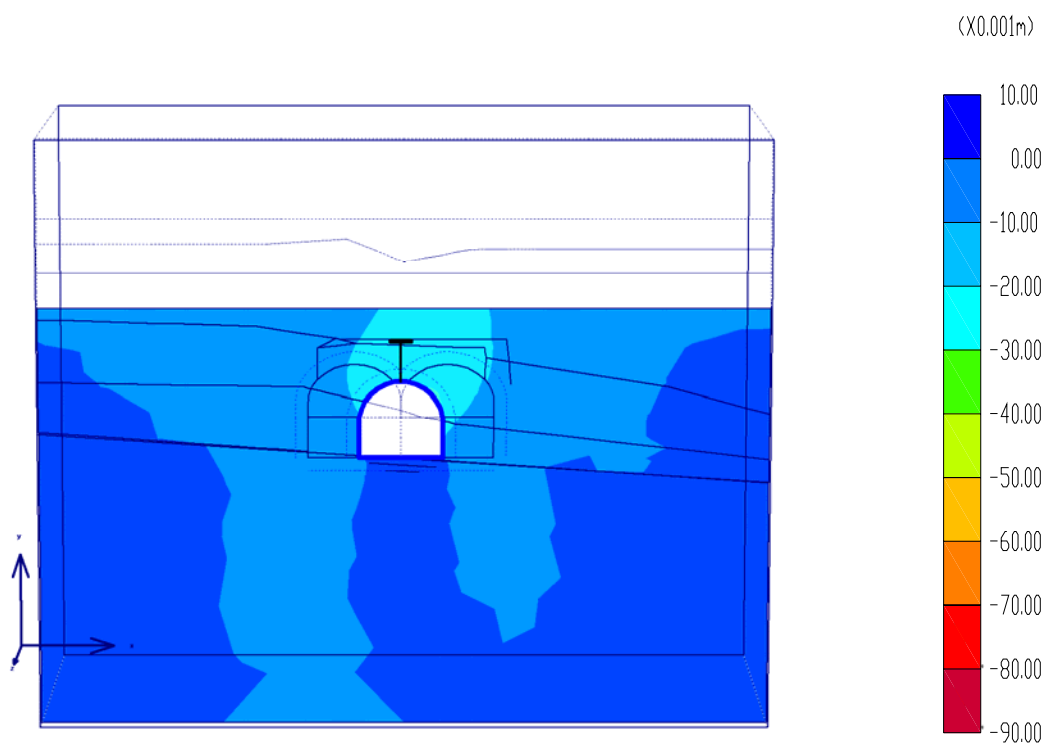


Figura 9.31 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 45,5 m

As Figs. 9.32, 9.33 e 9.34 mostram o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,36$ ($=K_a$), durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

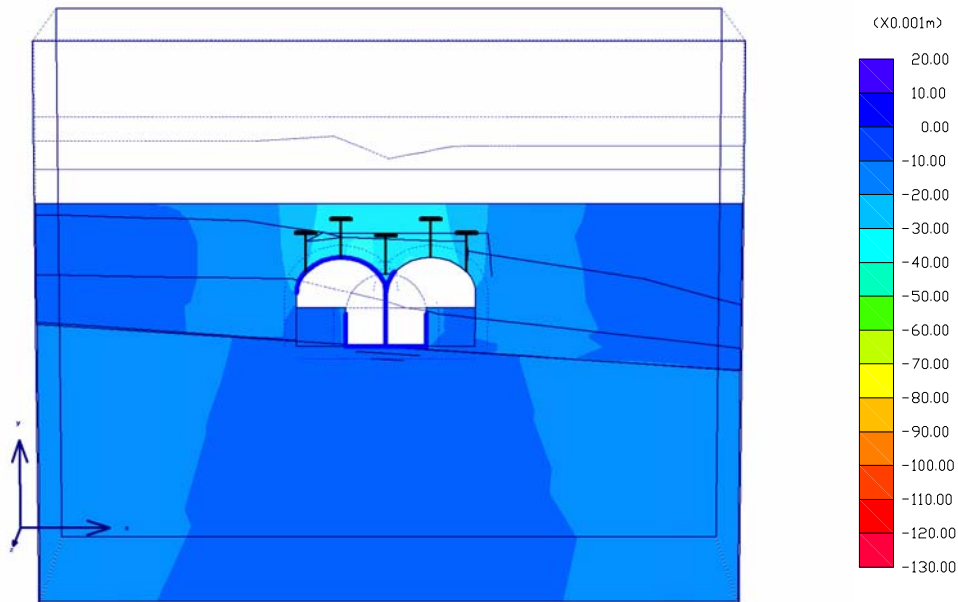


Figura 9.32 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 1,2 m

Para $K_0=0,36$, na seção do Emboque não foram detectados maiores acréscimos nos valores das deformações verticais no teto do túnel, quando da abertura das calotas das vias 1 e 2 (entre -30 a -40 mm), se comparada com a abertura do túnel-piloto. Porém é marcante a tendência ao soerguimento do piso do túnel após esta etapa, onde os valores encontrados ficaram no intervalo entre 0 e +10mm.

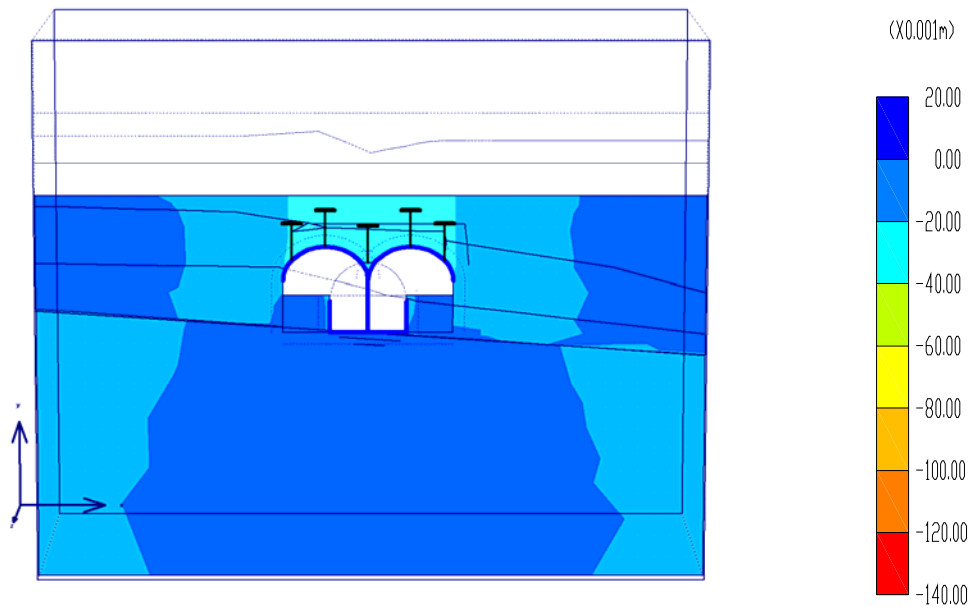


Figura 9.33 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 15,9 m

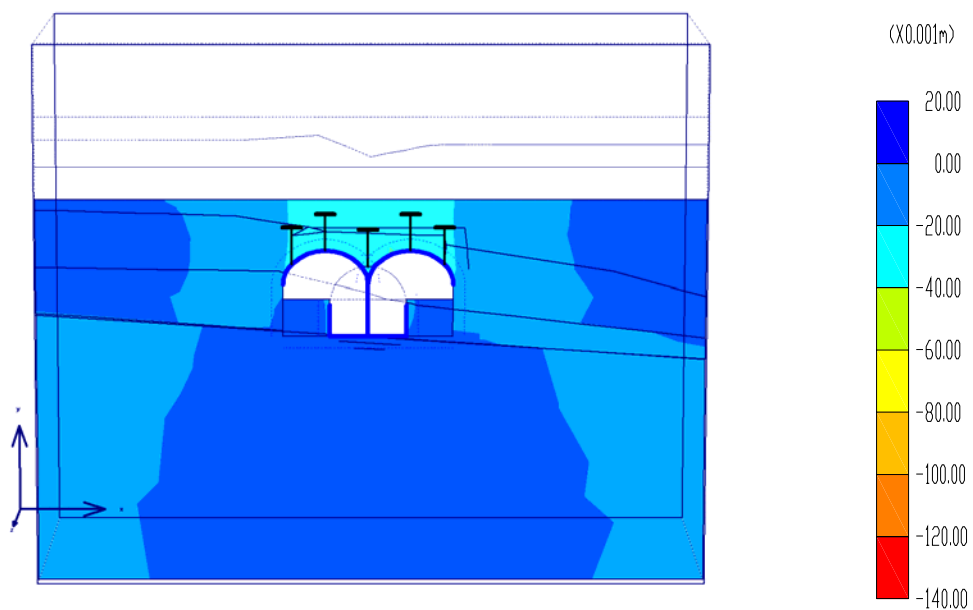


Figura 9.34 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 45,5 m

As Figs. 9.35, 9.36 e 9.37 apresentam o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,50$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, e frentes de escavação a 1,2, 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

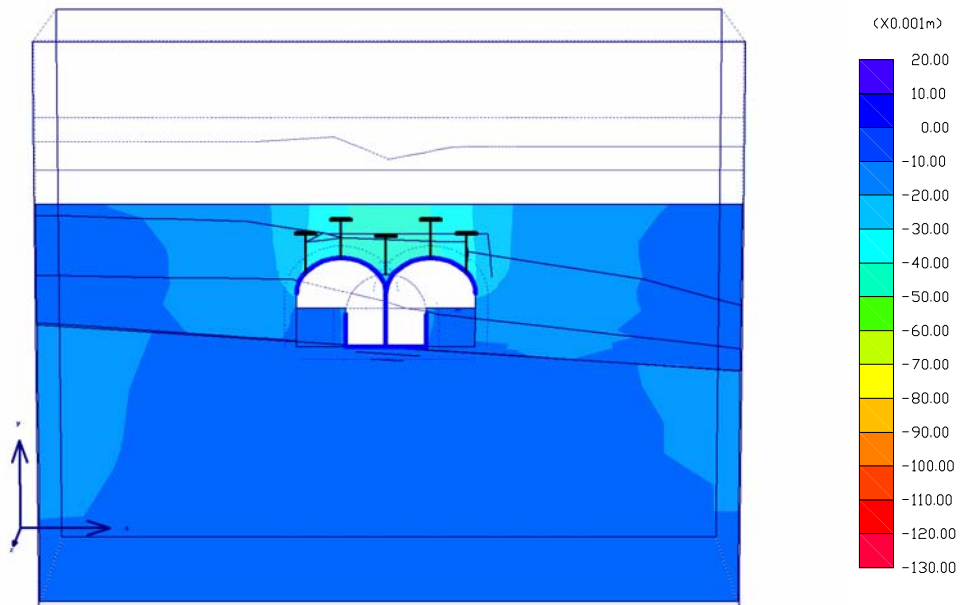


Figura 9.35 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 1,2m

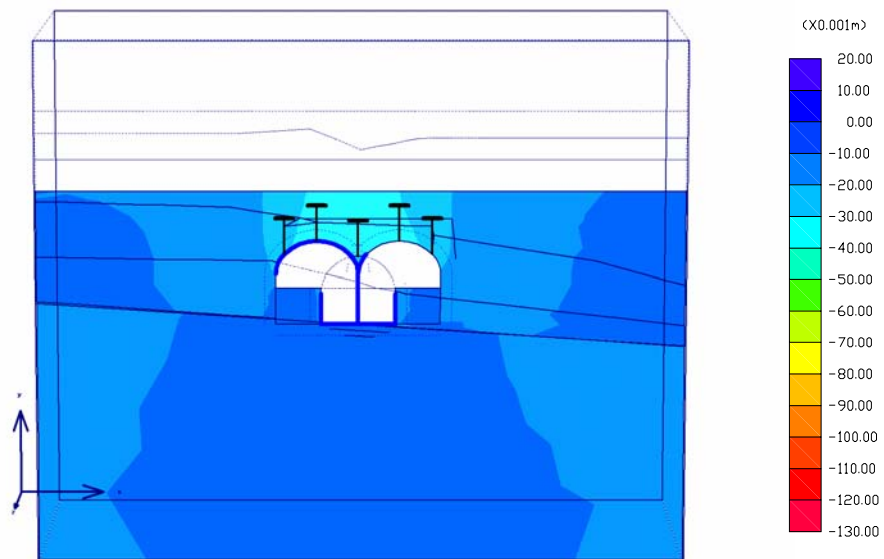


Figura 9.36 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 15,9 m

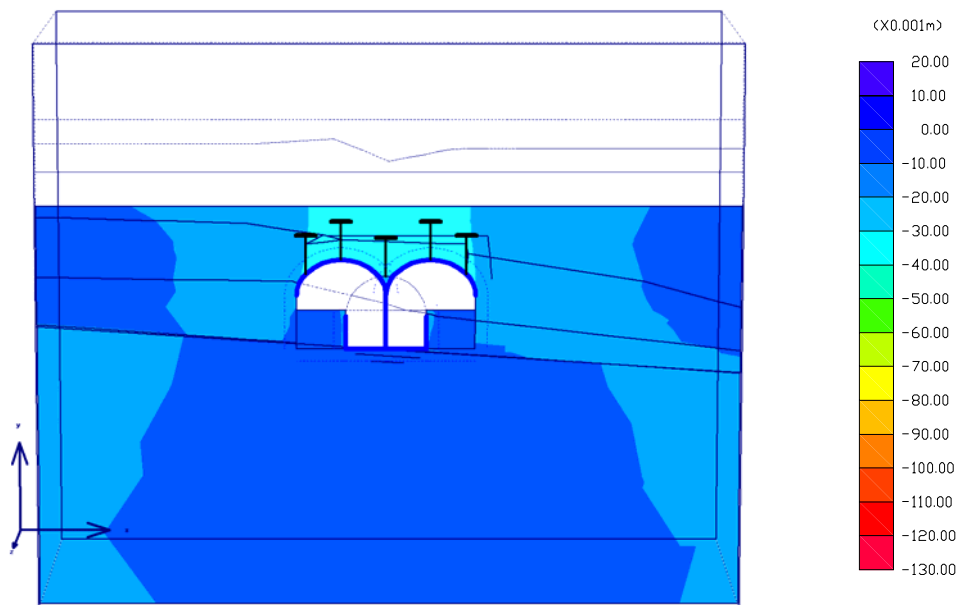


Figura 9.37 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 45,5 m

Considerando $K_0=0,50$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, os deslocamentos no piso na seção do Emboque foram inferiores a -10 mm e tendem a crescer da superfície para o teto do túnel. Já no teto do túnel foram observados deslocamentos entre -30 e -40 mm.

As Figs. 9.38, 9.39 e 9.40 mostram o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,80$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, e frentes de escavação a 1,2, 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

Para $K_0=0,80$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, foram detectados, na seção do Emboque, um forte soerguimento do piso do túnel (até +20mm) e deformações verticais no teto, entre -20 e -40 mm.

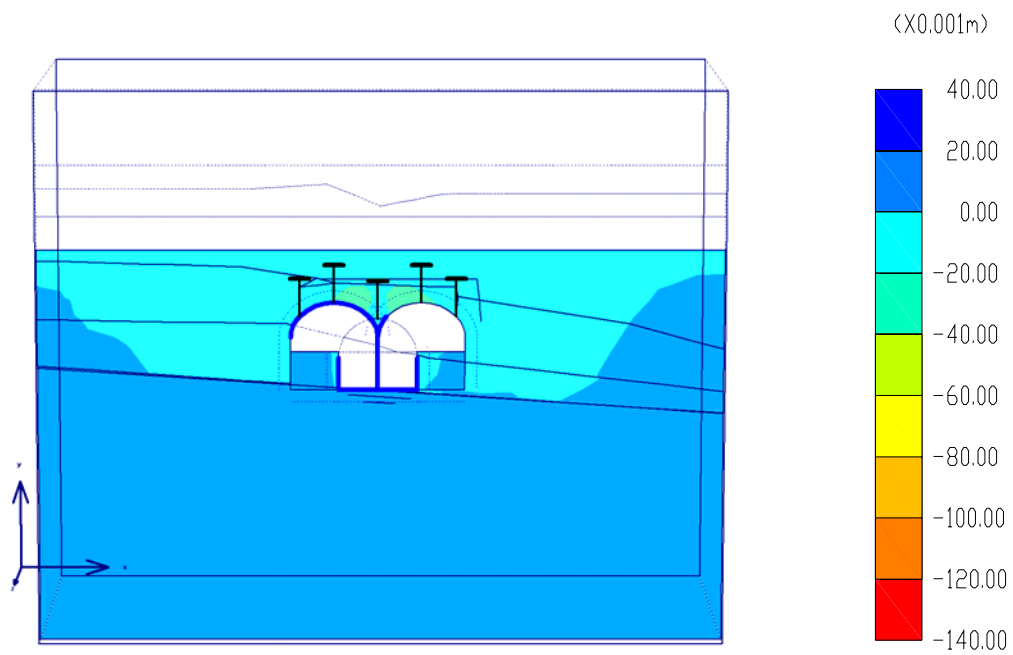


Figura 9.38 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 1,2 m

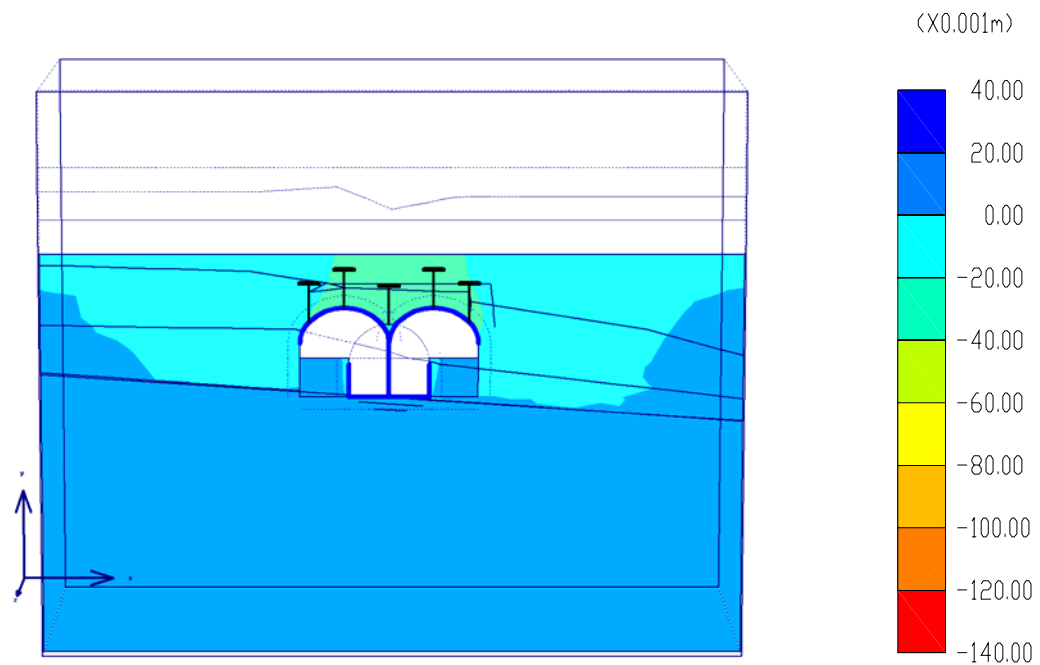


Figura 9.39 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 15,9 m

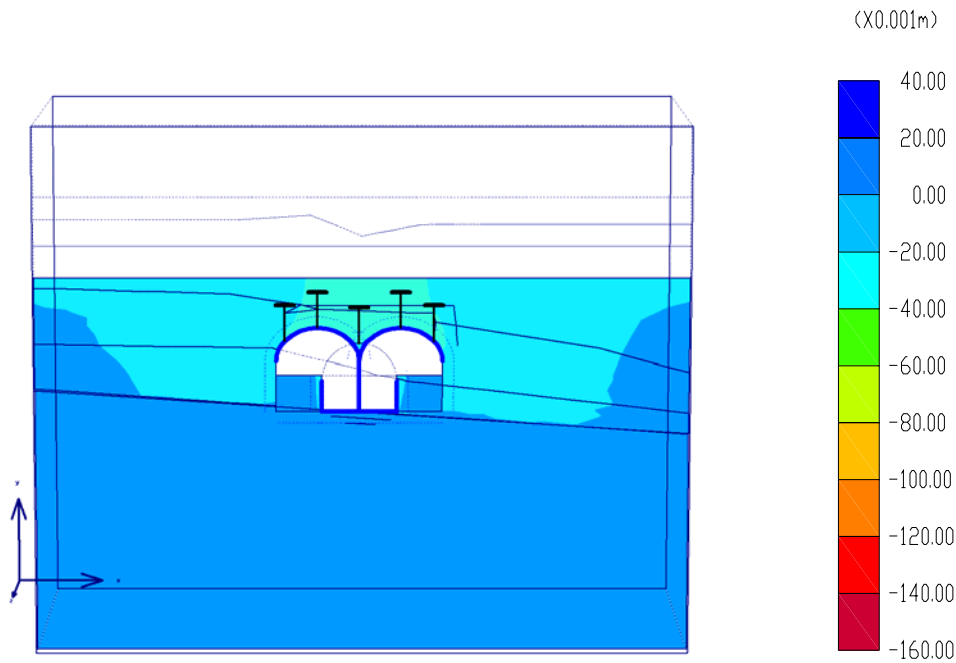


Figura 9.40 – Deslocamentos verticais: $K_o=0,80$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 45,5 m

9.3.5.2 - SEÇÃO INSTRUMENTADA 42-P

As Figs. 9.41, 9.42 e 9.43 expõem o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_o=0,36$ ($=K_a$), durante a escavação do túnel-piloto, e frentes de escavação a 1,2, 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

Com $K_o=0,36$, durante a escavação do túnel-piloto, os deslocamentos no piso da escavação da seção 42-P foram inferiores a -5 mm e tendem a crescer da superfície para o teto do túnel. Já no teto do túnel foram encontrados deslocamentos entre -30 e -35 mm. Como esperado, ocorreram fortes deslocamentos na passagem da frente de escavação por esta seção. No entanto, após a passagem da frente de escavação, ocorreu uma tendência à estabilização dos deslocamentos.

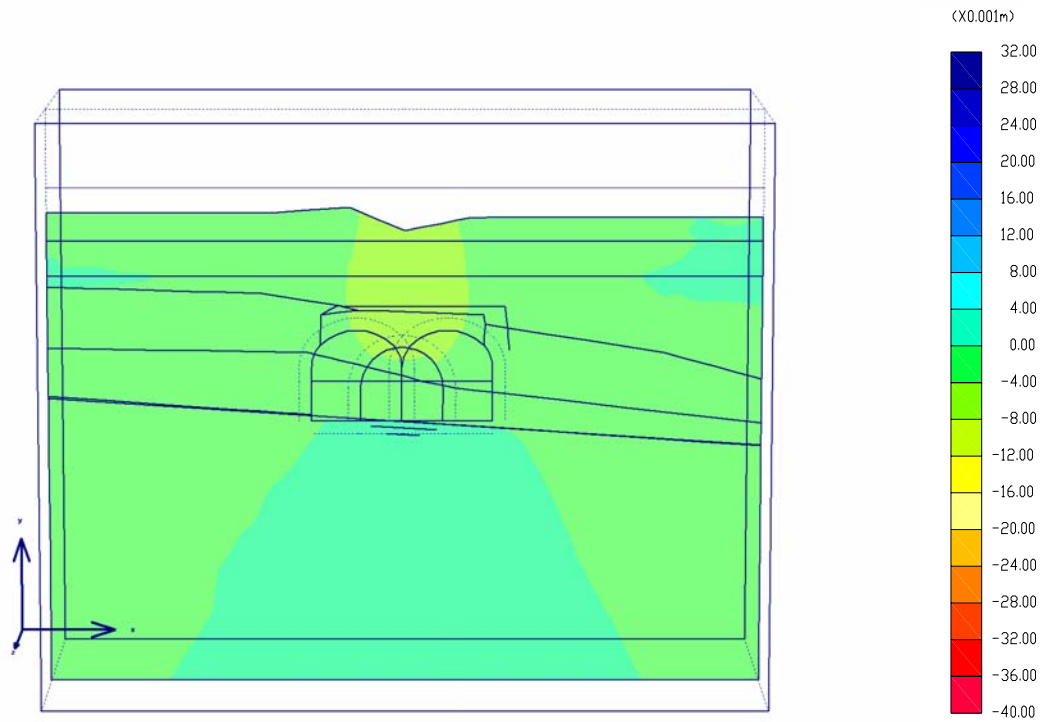


Figura 9.41 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 1,2 m

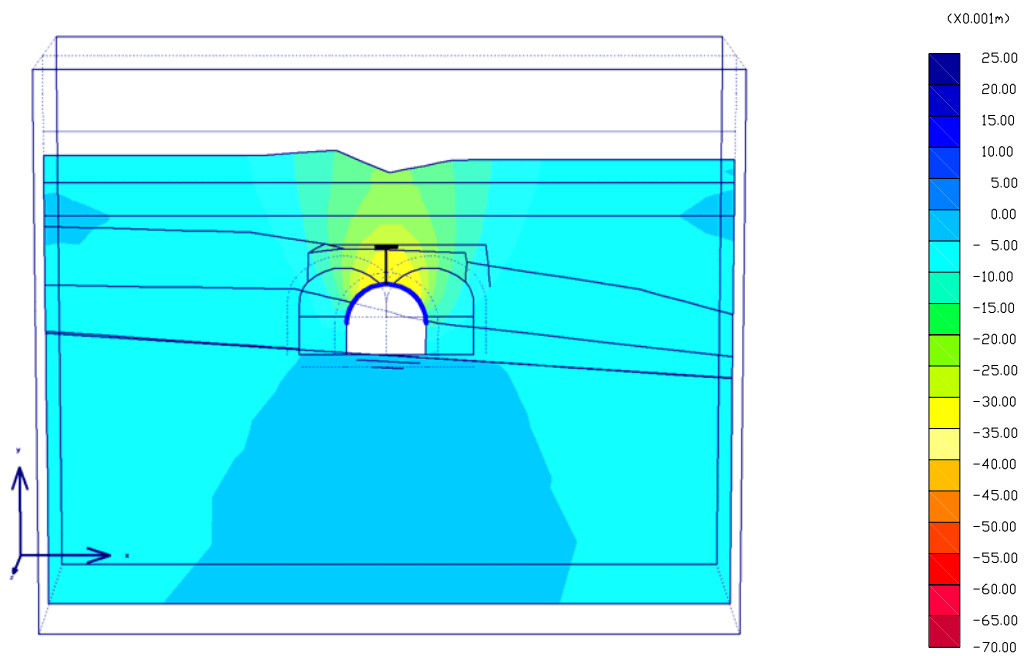


Figura 9.42 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 15,9 m

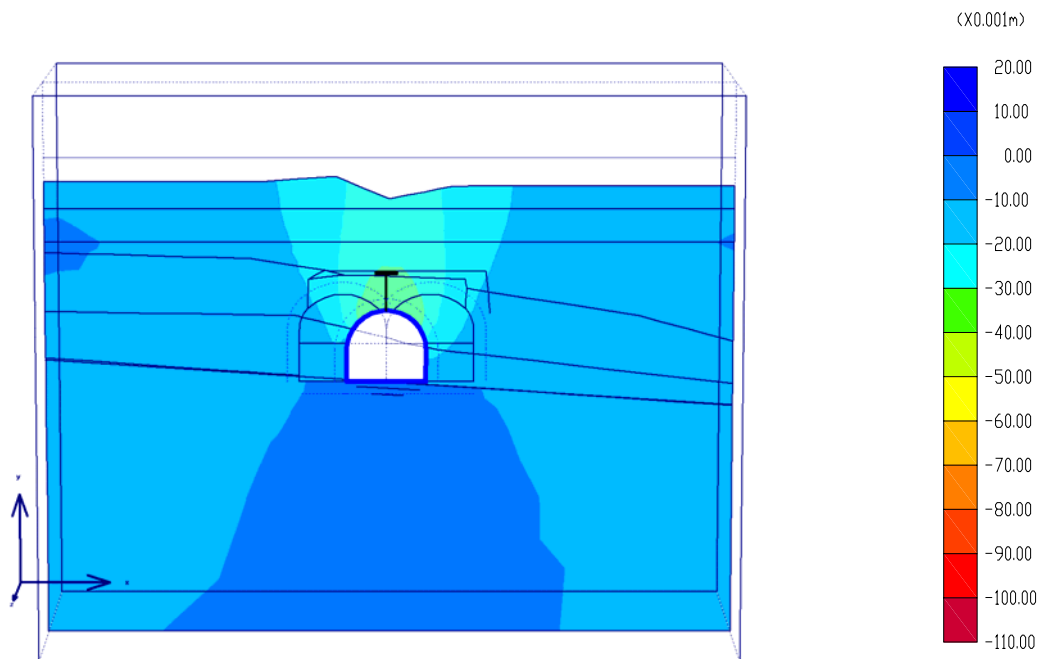


Figura 9.43 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 45,5 m

As Figs. 9.44, 9.45 e 9.46 mostram o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,50$, durante a escavação do túnel-piloto, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

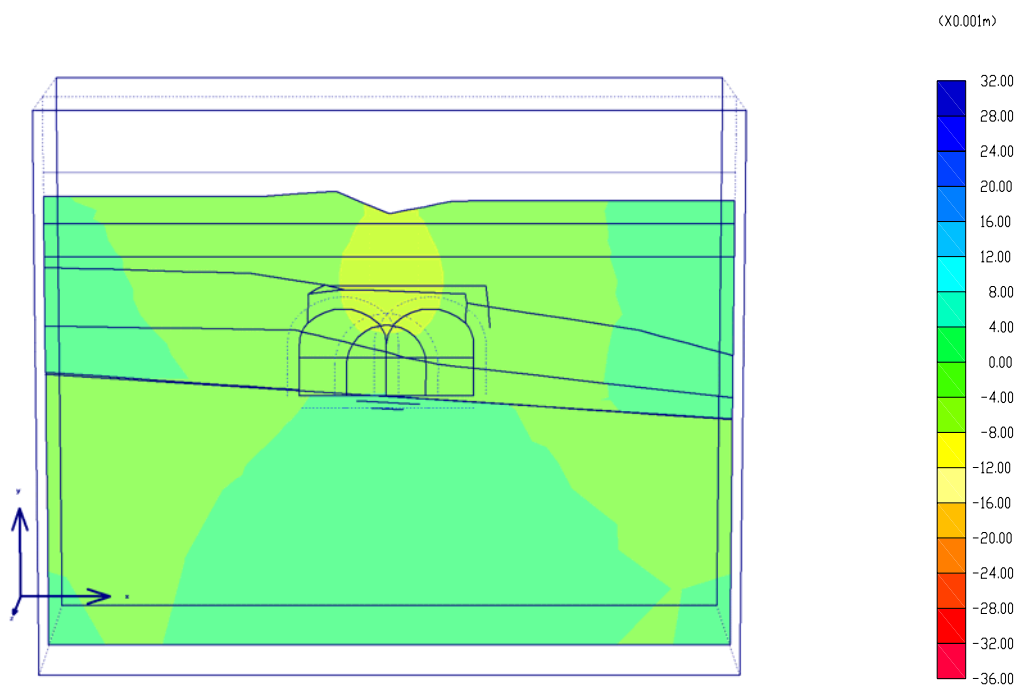


Figura 9.44 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 1,2 m

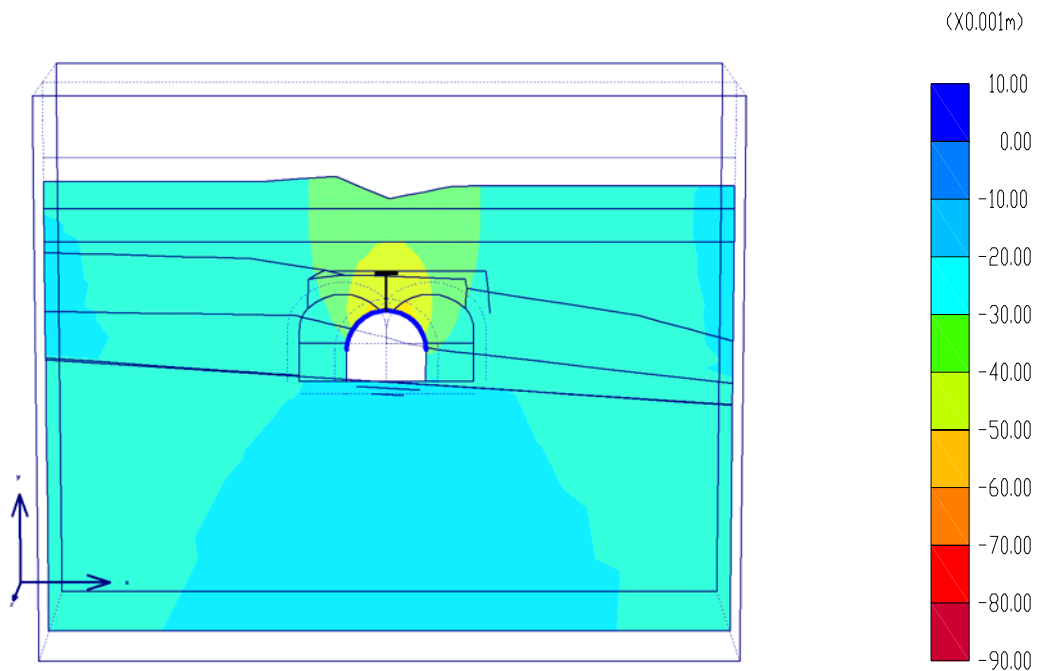


Figura 9.45 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 15,9 m

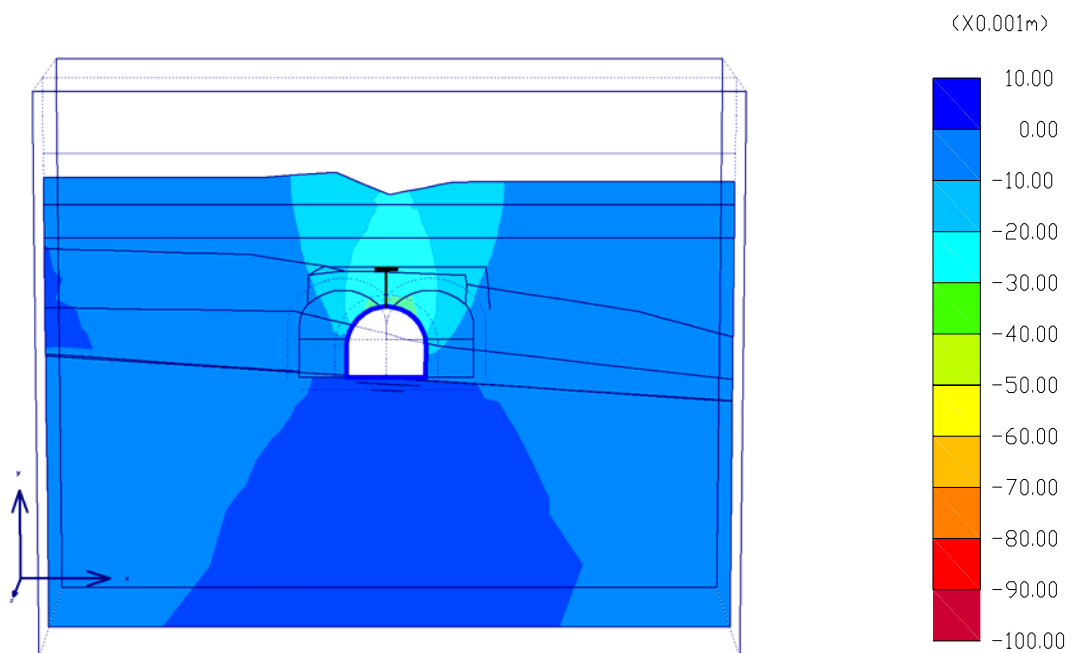


Figura 9.46 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 45,5 m

Tomando $K_0=0,50$, durante a escavação do túnel-piloto, notou-se o soerguimento do piso (até +4 mm) da seção 42-P. Já no teto do túnel foram vistos deslocamentos entre -50 e -60 mm.

Nas Figs. 9.47, 9.48 e 9.49 está apresentado o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,80$, durante a escavação do túnel-piloto, e frentes de escavação a 1,2, 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

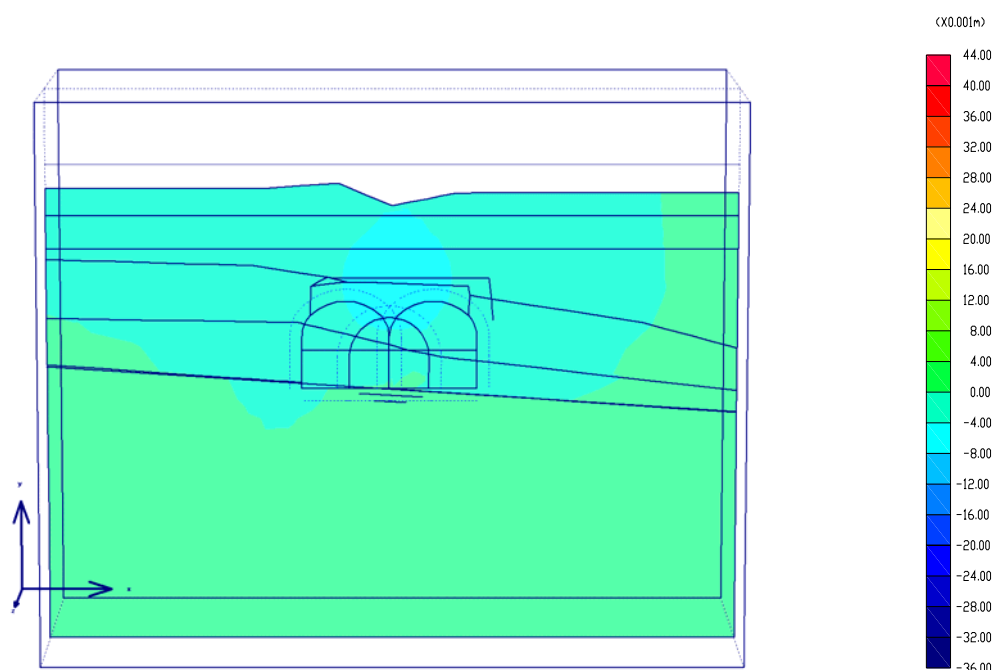


Figura 9.47 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 1,2 m

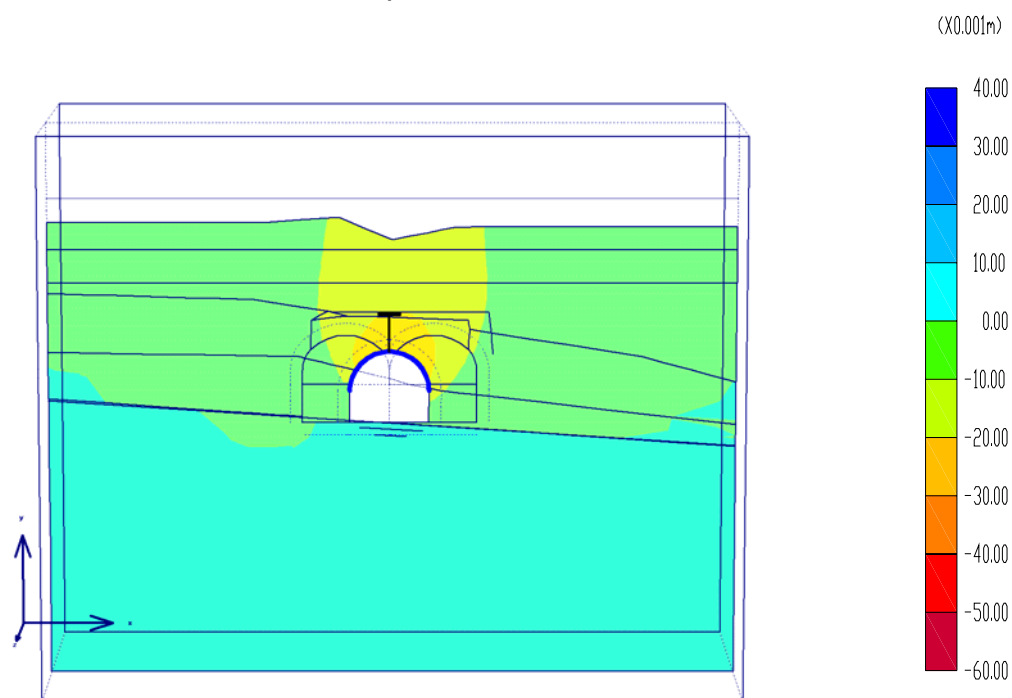


Figura 9.48 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 15,5 m

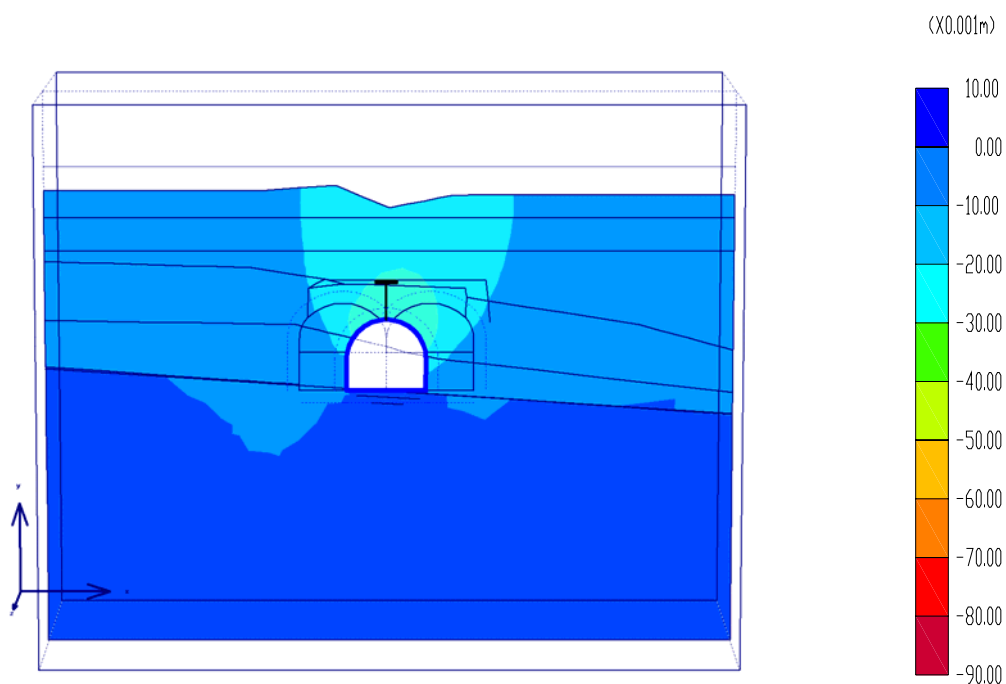


Figura 9.49 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação do túnel-piloto a 45,5 m

Para $K_0=0,80$, durante a escavação do túnel-piloto, foram observados o soerguimento do piso do túnel (até +10 mm) na seção 42-P e deformações verticais no teto entre -30 e -40 mm.

As Figs. 9.50, 9.51 e 9.52 mostram o comportamento dos deslocamentos considerando $K_0=0,36 (=K_a)$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

Com $K_0=0,36$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, a seção 42-P apresentou soerguimento do piso do túnel (até +20 mm) e deformações verticais no teto entre -40 e -60 mm.

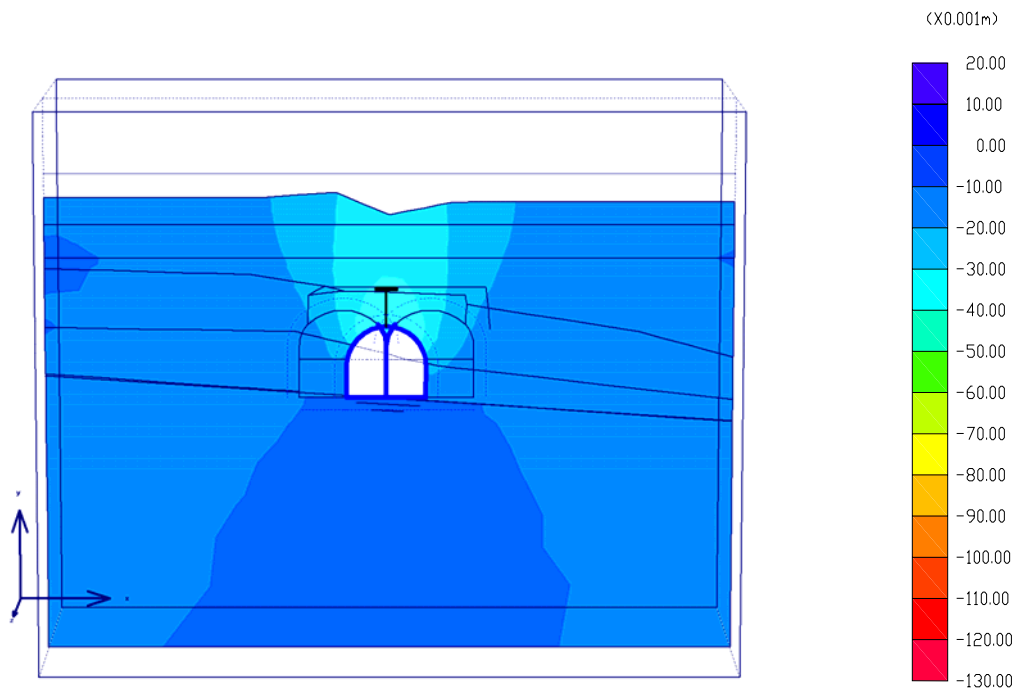


Figura 9.50 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 1,2 m

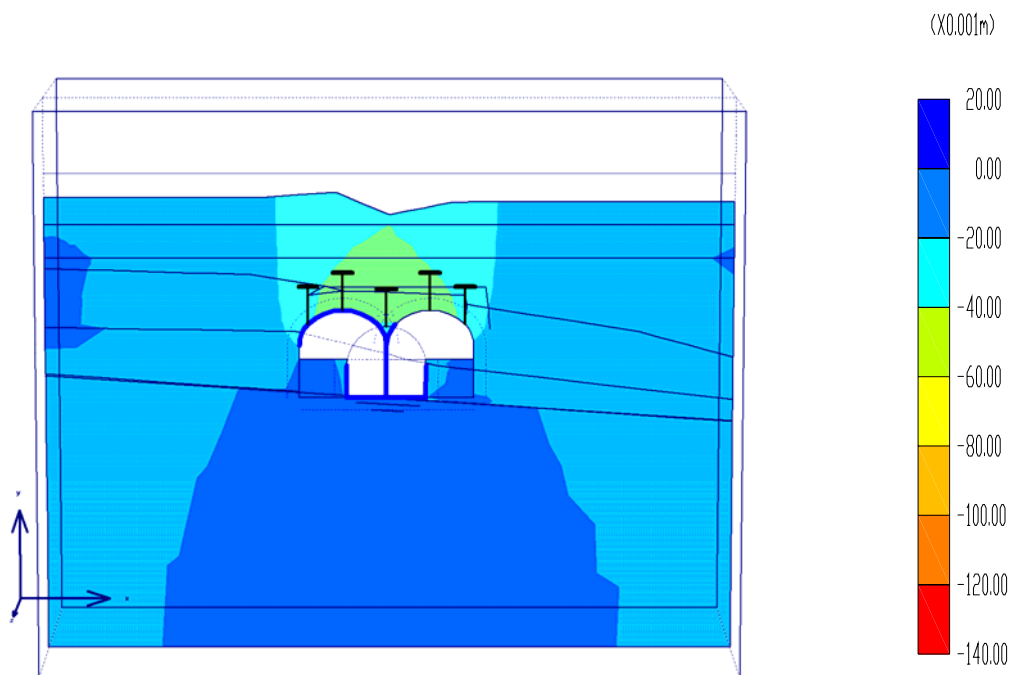


Figura 9.51 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 15,9 m

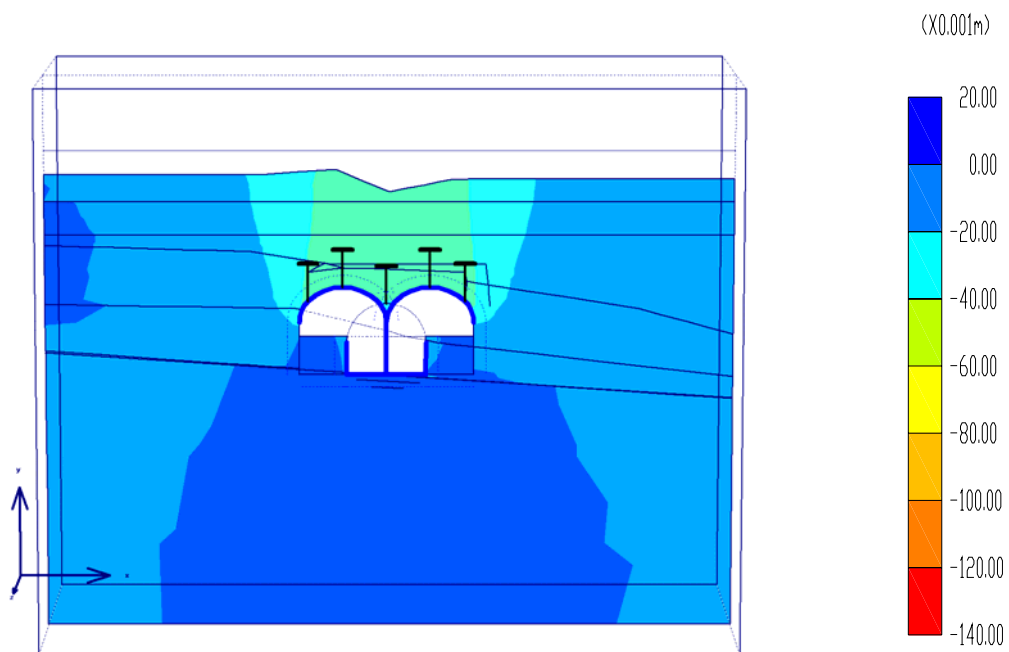


Figura 9.52 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,36$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 45,5 m

As Figs. 9.53, 9.54 e 9.55 mostram o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,50$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

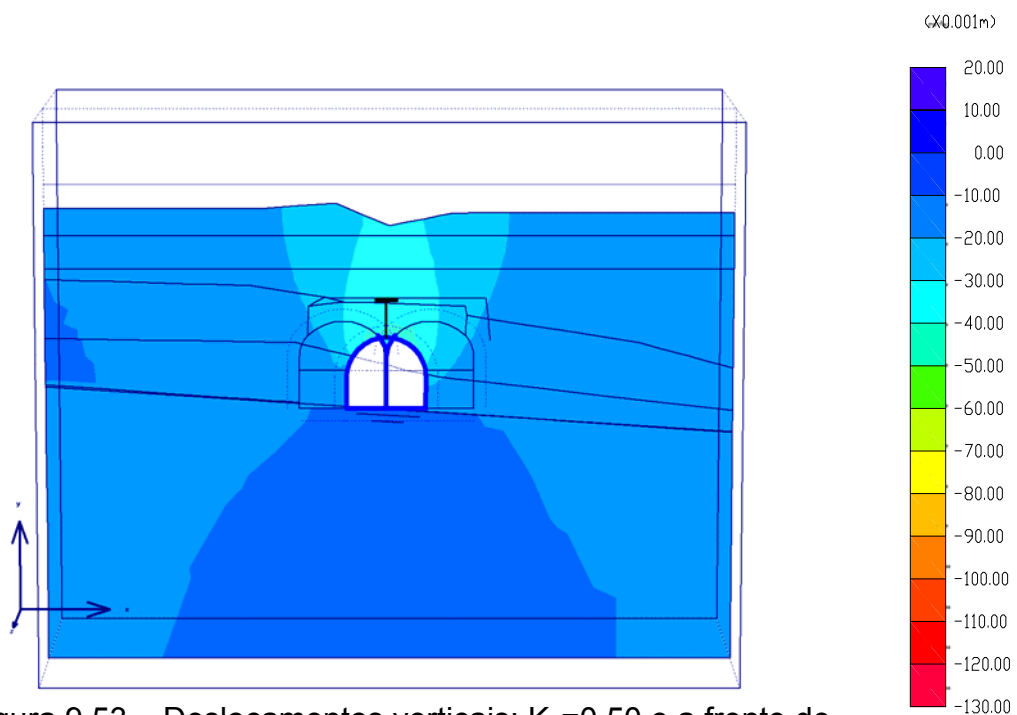


Figura 9.53 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 1,2 m

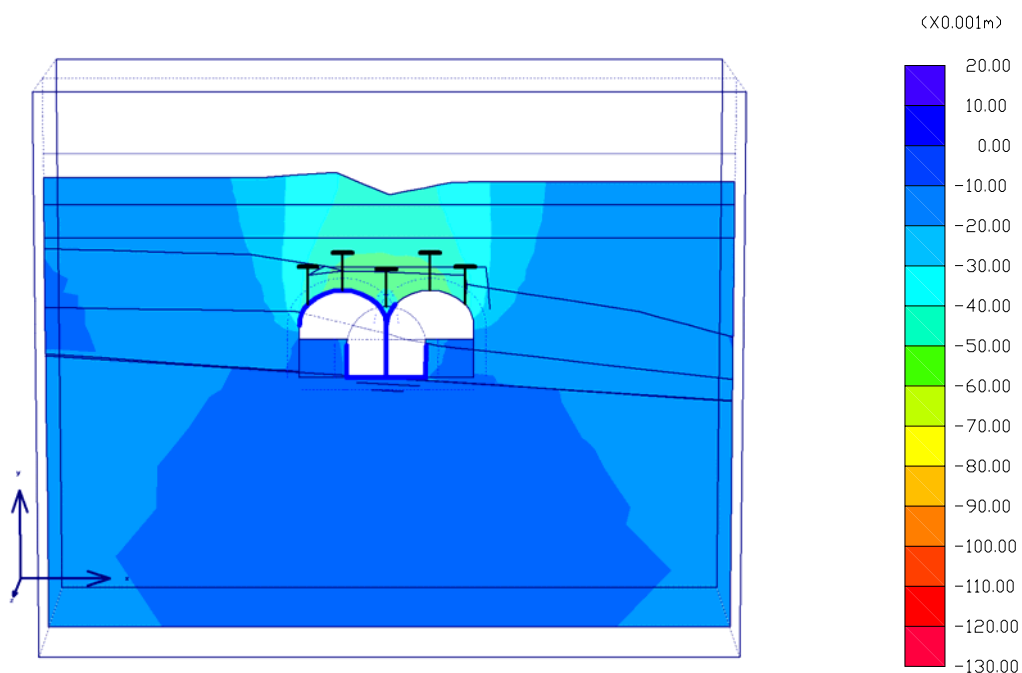


Figura 9.54 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 15,9 m

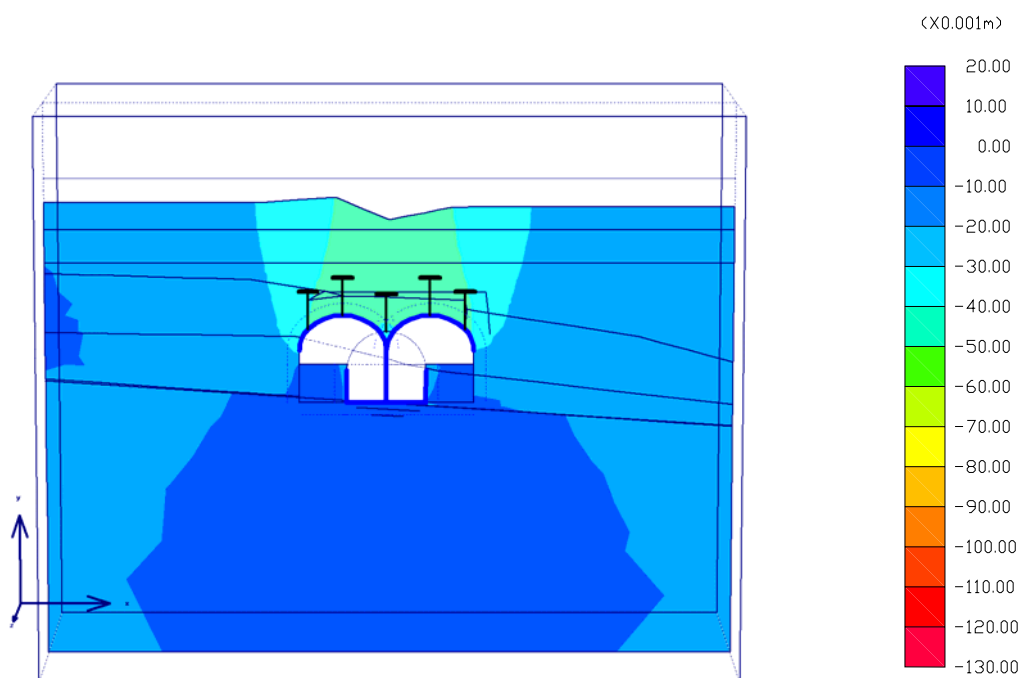


Figura 9.55 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,50$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 45,5 m

Para $K_0=0,50$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, os deslocamentos no piso da escavação da seção 42-P foram inferiores a -10 mm e tendem a crescer da superfície para o teto do túnel. Já no teto do túnel foram observados deslocamentos entre -50 e -60 mm.

As Figs. 9.56, 9.57 e 9.58 exibem o comportamento dos deslocamentos, considerando $K_0=0,80$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, e frentes de escavação a 1,2; 15,9 e 45,5 m dentro da malha, respectivamente.

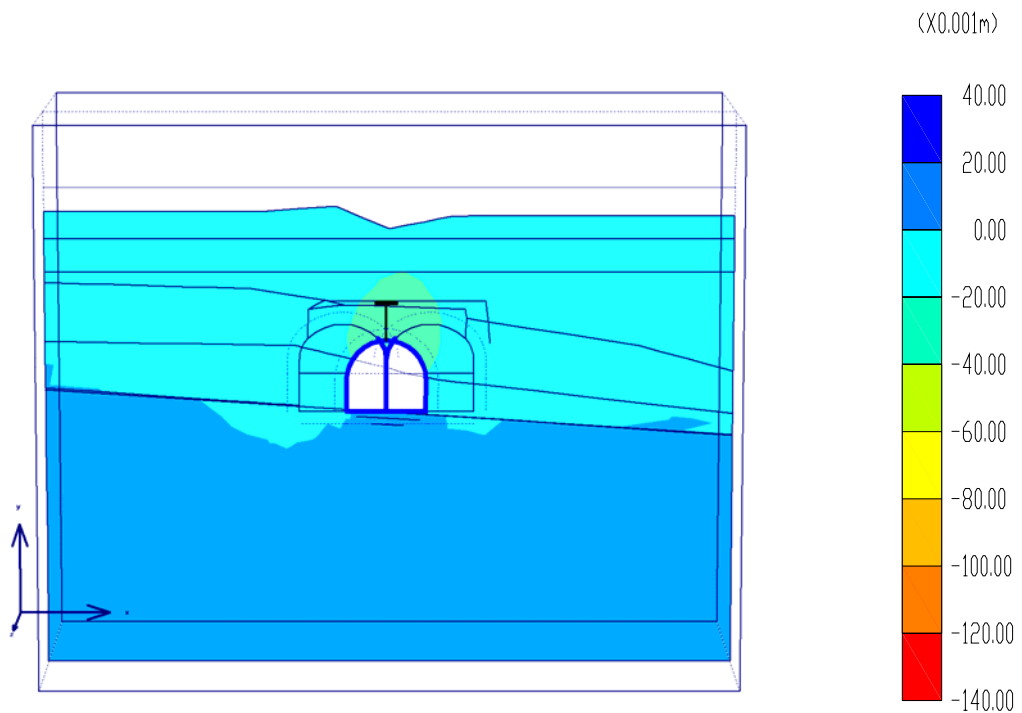


Figura 9.56 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 1,2 m.

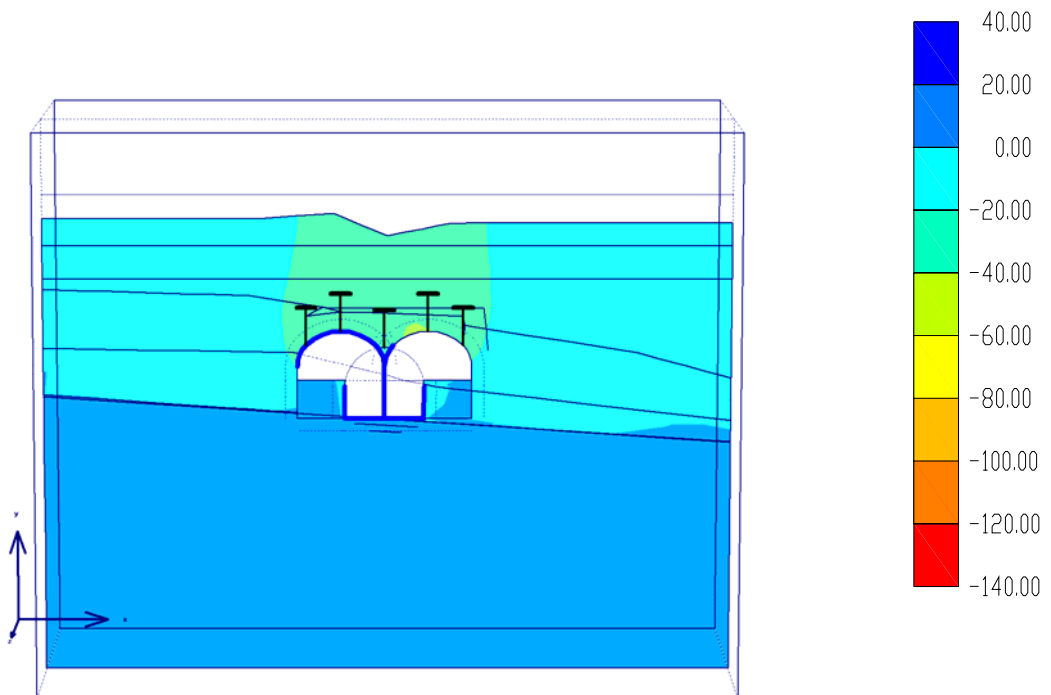


Figura 9.57 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 15,9 m

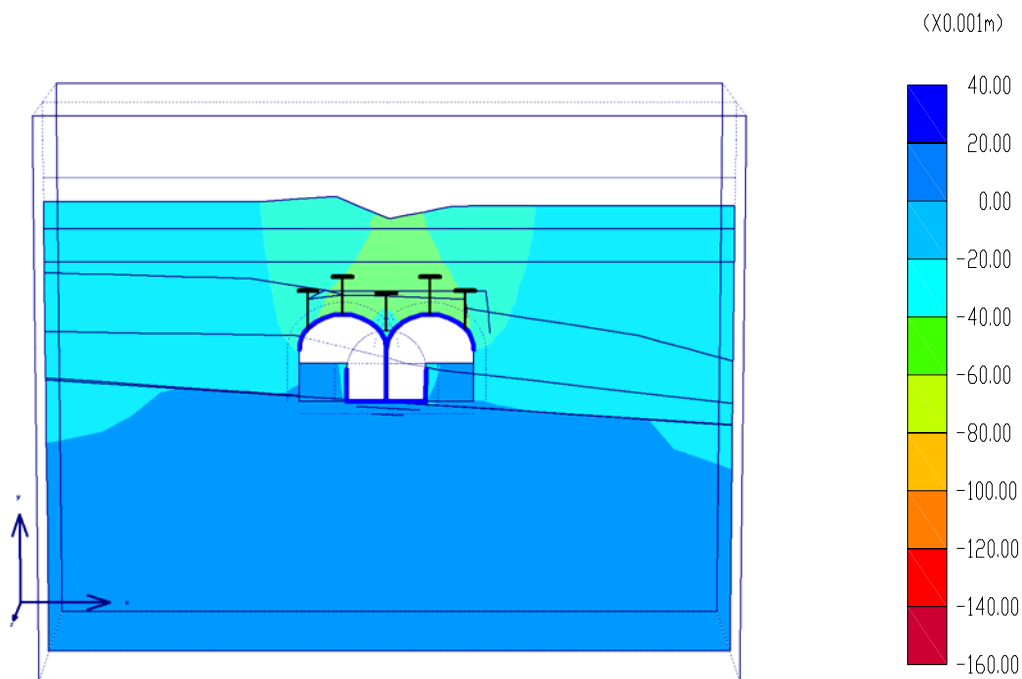


Figura 9.58 – Deslocamentos verticais: $K_0=0,80$ e a frente de escavação das vias 1 e 2 a 45,5 m

Considerando $K_0=0,80$, durante a escavação das calotas das vias 1 e 2, na seção 42-P foram detectados um forte soerguimento do piso do túnel (até +20 mm) e deformações verticais no teto entre -40 e -60 mm.

9.3.6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

O resumo dos deslocamentos no piso e no teto das seções do Emboque e 42-P obtidos nas análises está apresentado na Tab. 9.5.

Alguns dados podem ser observados:

- Os deslocamentos verticais são sensivelmente incrementados com a passagem do túnel pela seção de referência, tendendo à estabilização logo após. Este comportamento é ressaltado na seção do Emboque, por possuir menor cobertura;
- Observa-se uma leve assimetria no diagrama de deslocamentos, devido ao mergulho das camadas de solo e rocha, no sentido esquerdo-direita do túnel;

- Os deslocamentos tendem a crescer da superfície do terreno para o teto do túnel;
- A elevação do valor de K_0 de 0,36 (próximo ao valor do empuxo ativo) para 0,50 ocasionou um ligeiro acréscimo das deformações verticais no teto do túnel. Porém, ao elevar-se o valor de K_0 para 0,80, as deformações apresentaram um pequeno decréscimo no teto do túnel;
- A primeira etapa de escavação, ou seja, a abertura do túnel-piloto, ocasionou a maior parte das deformações, em alguns casos superiores a $\frac{3}{4}$ das deformações totais.

Tabela 9.5 – Deslocamentos verticais no piso e teto do túnel nas seções do Emboque e 42-P

Seção	Etapa de escavação	K_0	Frente de escavação (m)	Deslocamento teto (mm)	Deslocamento piso (mm)	Figura de referencia
emboque	piloto	0,36	1,2	-24/-28	0/-4	23
emboque	piloto	0,36	15,9	-25/-30	0/-5	24
emboque	piloto	0,36	45,5	-20/-30	0/-10	25
emboque	piloto	0,50	1,2	-24/-28	0/-4	26
emboque	piloto	0,50	15,9	-40/-50	0/-5	27
emboque	piloto	0,50	45,5	-40/-50	0/-10	28
emboque	piloto	0,80	1,2	-16/-20	0/+4	29
emboque	piloto	0,80	15,9	-20/-30	0/+10	30
emboque	piloto	0,80	45,5	-20/-30	0/+10	31
emboque	calotas das Vias 1 e 2	0,36	1,2	-30/-40	0/-10	32
emboque	calotas das Vias 1 e 3	0,36	15,9	-20/-30	0/+20	33
emboque	calotas das Vias 1 e 4	0,36	45,5	-20/-40	0/+20	34
emboque	calotas das Vias 1 e 5	0,50	1,2	-30/-40	0/-10	35
emboque	calotas das Vias 1 e 6	0,50	15,9	-40/-50	0/-10	36
emboque	calotas das Vias 1 e 7	0,50	45,5	-30/-40	-10/-20	37
emboque	calotas das Vias 1 e 8	0,80	1,2	-20/-40	0/+20	38
emboque	calotas das Vias 1 e 9	0,80	15,9	-20/-40	0/+20	39
emboque	calotas das Vias 1 e 10	0,80	45,5	-20/-40	0/+20	40
42-P	piloto	0,36	1,2	-8/-12	0/-4	41
42-P	piloto	0,36	15,9	-30/-35	0/-5	42
42-P	piloto	0,36	45,5	-30/-40	0/+10	43
42-P	piloto	0,50	1,2	-4/-8	0/+4	44
42-P	piloto	0,50	15,9	-50/-60	0/+10	45
42-P	piloto	0,50	45,5	-30/-40	0/+10	46
42-P	piloto	0,80	1,2	-4/-8	0/+4	47
42-P	piloto	0,80	15,9	-20/-30	0/+10	48
42-P	piloto	0,80	45,5	-30/-40	0/-10	49
42-P	calotas das Vias 1 e 2	0,36	1,2	-30/-40	0/+10	50
42-P	calotas das Vias 1 e 3	0,36	15,9	-40/-60	0/+20	51
42-P	calotas das Vias 1 e 4	0,36	45,5	-40/-60	0/+20	52
42-P	calotas das Vias 1 e 5	0,50	1,2	-40/-50	0/-10	53
42-P	calotas das Vias 1 e 6	0,50	15,9	-50/-60	0/-10	54
42-P	calotas das Vias 1 e 7	0,50	45,5	-40/-50	-10/-20	55
42-P	calotas das Vias 1 e 8	0,80	1,2	-20/-40	0/+20	56
42-P	calotas das Vias 1 e 9	0,80	15,9	-40/-60	0/+20	57
42-P	calotas das Vias 1 e 10	0,80	45,5	-40/-60	0/+20	58

Capítulo 10

Conclusões

No que diz respeito a projeto e construção, emboques de túneis são problemas complexos. Normalmente ocorrem em zonas de transição entre solo e rocha (ou rocha não confinada), possuem comportamentos tipicamente tridimensionais, necessitam de obras de contenção acima e/ou abaixo da abertura, apresentam, em geral, pouca cobertura, podem conter construções preexistentes e interferências diversas acima do nível do túnel e são caracterizados por trechos do túnel que necessitam ser rapidamente transpostos. Além destes problemas, observa-se, cada vez mais, uma crescente exigência quanto aos fatores paisagísticos, arquitetônicos, de funcionalidade, segurança e ambientais.

A grande maioria dos incidentes, tanto na etapa de construção, como de operação, ocorre nos portais de túneis, onde também os acidentes rodoviários possuem maior gravidade. Como consequência, os fatores relacionados à segurança, aliados aos ambientais e paisagísticos, vêm provocando uma evolução nos portais, no que se refere à arquitetura, formato e obras auxiliares.

Este trabalho acerca de emboques de túneis, utilizou como estudo de caso o portal Lapa do trecho Lapa-Pólvora do Sistema Metroviário de Salvador (Metrosal). Esta obra adquiriu um caráter particular, uma vez que, além das inúmeras dificuldades encontradas na realização de um emboque, teve que ser executada dentro de uma estação de transbordo rodoviário, cujo acesso é feito por milhares de pessoas/dia, sem que o sistema fosse interrompido, sem contar ainda as dezenas de interferências com a infraestrutura da cidade e construções pré-existentes, a maior parte delas sem qualquer tipo de cadastro.

Outra particularidade do trabalho foi a presença do solo residual do granulito. As propriedades geotécnicas deste solo apresentam grande variação espacial e temporal. A aplicação de técnicas e métodos de ensaios baseados na mecânica dos solos clássica em solos temperados é extremamente limitada. Daí a preocupação na obtenção de parâmetros representativos necessários para a modelagem do emboque Lapa. O maior programa de investigação geológico-geotécnico de campo e laboratório no solo residual do granulito de Salvador foi aqui apresentado. Foram comentadas todas as limitações das metodologias utilizadas nos diversos ensaios: CPT, SPT, DMT, geofísico e laboratoriais em amostras obtidas de poços escavados ao longo de todo o perfil estratigráfico.

As sondagens geofísicas utilizadas no mapeamento da interface solo-rocha foram executadas ligeiramente fora do eixo do túnel e apresentaram resultados não reais, se comparados às sondagens mistas. Isto se deve ao fato de que os solos residuais não apresentam topo rochoso horizontalizado e nem homogêneo, devido às diferenças na intensidade do processo de intemperização. Também devido à variação da intensidade do processo de intemperismo, a zona de transição rocha-solo não é muito clara, presenças de blocos, fraturas estriadas e matações dificultaram a interpretação da análise sísmica. Somado a este fato, a deficiência no número de sondagens proporcionou uma avaliação errônea do topo rochoso na seção do emboque Lapa. Durante a escavação dos alargamentos laterais de calota, o topo rochoso apresentou-se, na lateral externa junto à Via 2, ligeiramente mais baixo do que o inferido pelas sondagens. Tal aprofundamento da rocha resultou em material de fundação para a calota de menor competência, o que, depois de avançada a frente de escavação, deu início a deslocamentos verticais nessa parede e convergência do túnel.

A elevada cimentação dos grãos no solo mais maduro, adicionada à presença de canalículos abertos no solo residual jovem, foi observada pela redução do peso específico aparente e pela elevação do índice de vazios seco com a profundidade. Também pôde ser observado a redução da umidade nas camadas superiores, devido ao período seco em que foram obtidas as amostras. Já o valor do peso específico dos grãos foi coerente com a mineralogia do solo. Como consequência da elevação do índice de vazios com a profundidade, foram constatados o aumento da

permeabilidade e a redução do ângulo de atrito efetivo. Devido à cimentação do solo, foi também observada elevada coesão e comportamento preponderante frágil no gráfico tensão-deformação, principalmente para ensaios realizados com tensões de confinamento inferiores a 100 kPa.

Enquanto os parâmetros de resistência são pouco afetados pela trajetória de tensões, o mesmo não acontece com o módulo de deformabilidade. Foram observadas diferenças consideráveis de valores para o parâmetro E_{50} obtidos em ensaios com as diversas trajetórias de tensões, principalmente considerando amostras extraídas em maiores profundidades nos poços. A adoção de parâmetros E_{50} não reais interferiu sensivelmente na análise de deformações provocadas pela abertura de um túnel. A utilização de ensaios triaxiais de compressão axial superestimou as deformações no solo.

No entanto, para a elaboração de um projeto de obras subterrâneas, além dos parâmetros geotécnicos definidos acima, a boa determinação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0), é essencial para a aplicação de métodos numéricos aos problemas de escavação. Os ensaios de campo aqui executados mostraram uma dispersividade de valores em função do tipo de ensaio e, até mesmo, da metodologia utilizada para interpretação de um mesmo ensaio. No caso de solos residuais, processos de eliminação da cimentação existentes entre as partículas, lixiviação, anisotropias e liberação de minerais expansivos durante o intemperismo tornaram complexa a obtenção de valores para K_0 .

Aqui foi também proposto um equipamento visando à obtenção de valores de K_0 a partir de amostras indeformadas, de forma simples, barata e com resultados confiáveis. A célula K_0 -UFBA foi desenvolvida e patenteada no Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. O desenvolvimento do equipamento teve como finalidade a realização de ensaios de adensamento vertical com confinamento lateral de água, que, por ser incompressível, não permite a deformação nessa direção, mantendo a condição K_0 . A leitura da pressão horizontal é realizada por transdutores que medem a pressão no interior da câmara. Resultados de ensaios em amostras indeformadas, caracterizando todo o perfil de intemperismo, em solo residual do granulito foram comparados com resultados obtidos em campo com o dilatômetro, apresentando

aproximação coerente aos métodos de cálculo consagrados na literatura. Em adição, as curvas obtidas nos ensaios apresentaram feições muito próximas aos ensaios observados por Brooker & Ireland (1965) e Abdelhamid & Krizek (1976) em equipamentos de laboratório sob condição de deformação confinada.

Por meio da célula K_0 -UFBa foi obtida a relação entre ϕ' e K_0 para diversos valores de OCR em solos residuais do granulito. Para solos com $OCR \leq 1,5$ esta relação mostrou-se muito próxima da mesma sugerida por Jaky (1944) para solos arenosos. No entanto, solos com valores de OCR maiores que 1,5 apresentaram grande dispersão nesta relação, demonstrando, apenas, uma leve tendência à redução de K_0 com a elevação do ângulo de atrito efetivo do solo. Também não foi observada qualquer tendência na relação entre o índice de plasticidade IP e o parâmetro K_0 . Essa observação confirmou a limitação do significado do IP, quando se trata de solo intemperizado.

A realização de um emboque de túnel, frequentemente, envolve uma estrutura auxiliar de contenção. Usualmente, a estrutura de contenção é executada antes da elaboração do emboque. A presença da contenção, com rigidez diferente daquela do terreno original, gera deslocamentos positivos ou negativos, que alteram o carregamento e as condições originais do solo, devendo ser considerada no projeto do túnel. No caso do emboque Lapa, ensaios de campo e laboratório executados próximos à contenção em cortina atirantada e protendida assinalaram uma elevação, em termos globais, do valor de K_0 de 0,50 para algo próximo a unidade. Também demonstraram que a elevação do valor de K_0 não é uniforme e, sim, varia com a proximidade dos grampos.

Além da correta adoção de valores geomecânicos, outra parte do problema, quando se tenta entender o comportamento de emboques, diz respeito à utilização de métodos matemáticos apropriados de modelagem. Os métodos numéricos são amplamente utilizados para projeto e avaliação do comportamento de estruturas enterradas. Simplificações baseadas em meios homogêneos equivalentes para consideração do suporte e enfilagens em túneis, tais como propostos por Oreste (1999) e Hoek (2004), são muito úteis e provaram ser adequadas quando comparados aos valores de deslocamentos verticais obtidos com os programas

numéricos Plaxis 3D Tunnel, onde foi utilizado o meio homogêneo para consideração da enfilagem, e Flac 3D, onde os tubos de enfilagem foram modelados individualmente, independente dos valores de coesão, cobertura e avanço de escavação.

Na modelagem de emboques de túneis, não foi adequada a utilização de programas numéricos pseudotridimensionais baseados no processo de redução do módulo elástico. No caso de programas baseados na redução das forças internas que agem sobre o contorno do túnel, o problema recai na adoção do valor final de λ , que pode variar muito.

A utilização de métodos analíticos que modelam as enfilagens, como vigas multi-apoiadas para o cálculo do momento fletor, visando seu dimensionamento estrutural, apresentou um uso promissor. No entanto, é fundamental o estabelecimento de um valor apropriado para o coeficiente de rigidez das molas que representam os apoios. Quando o valor de cobertura do túnel aumenta, pode ocorrer a plastificação da frente de escavação, principalmente para baixos valores de coesão. No caso dos métodos analíticos com vigas multiapoiadas, essa plastificação aumenta a distância entre os apoios (molas) adiante da frente de escavação, devendo, então, ser considerada. Outra limitação refere-se à simulação de frentes livres de escavação longas, uma vez que estes métodos não consideram a distribuição lateral da tensões (efeito arco) ao longo da parede do túnel, nem ao longo do comprimento da enfilagem.

Já a utilização de métodos analíticos que modelam a enfilagem como vigas bi-apoiadas, como no caso do projeto do emboque Lapa, conduziu a valores extremamente falhos e, em alguns casos, subestimou o valor do momento máximo. Em adição, o ponto de ocorrência de deslocamento máximo foi observado próximo à frente de escavação, portanto, além do meio do vão, conforme preconizado pelo método analítico baseado em viga biapoiada.

No caso de emboques de túneis situados não perpendicularmente à topografia, é usual a utilização de contenções auxiliares fora do plano do portal. As contenções auxiliares são, na sua maioria, ortogonais a contenção do emboque, a exemplo do emboque Lapa do Metropolitano de Salvador (Contenção do Convento da Lapa). A

presença da contenção auxiliar perpendicular ao plano do emboque provocou uma distorção na bacia de recalques, embora o valor máximo do deslocamento vertical na superfície e o seu ponto de ocorrência não tenham sido praticamente afetados. No entanto, a distorção no gráfico foi observada até a seção situada entre meio diâmetro e uma vez o diâmetro do túnel. A partir desta seção o gráfico assumiu um comportamento simétrico típico de escavações de túneis.

O ensaio de laboratório em larga escala se mostrou muito útil para o entendimento do mecanismo de funcionamento de um emboque de túnel reforçado com enfilagens. A presença das enfilagens reduziu os deslocamentos verticais observados na superfície a valores praticamente nulos, para cobertura do túnel de uma vez seu diâmetro. A enfilagem permitiu uma transferência de tensões no sentido longitudinal do túnel até a região ainda não escavada (além da frente livre de escavação), e, conseqüentemente, reduziu as deformações e elevou a estabilidade da frente de escavação.

O ensaio demonstrou grande eficiência para o sistema de enfilagens, mesmo para valores de frente livre de escavação de até metade do diâmetro do túnel. As enfilagens não necessitaram de comprimentos longos. Comprimento de até uma vez o diâmetro do túnel pôde proporcionar uma adequada eficiência no controle das deformações mesmo para avanços dessa natureza.

O comportamento do emboque Lapa foi modelado com a utilização do programa Plaxis 3D Tunnel (Brinkgreve & Vermeer, 2001b), e os valores de deslocamentos foram comparados aos dados de instrumentação. Para a modelagem foram atribuídos valores do coeficiente de empuxo no repouso de 0,36 (valor do coeficiente do empuxo ativo do solo, K_a); 0,50 (valor observado por meio dos ensaios de campo) e 0,80 (valor observado próximo a contenção). A atribuição destes valores teve como finalidade simular o comportamento do parâmetro K_0 em presença da contenção em cortina atirantada protendida. Embora algumas limitações possam ser atribuídas à utilização deste programa numérico, principalmente na representatividade da topografia real e da contenção do emboque, os resultados foram muito animadores.

Alguns dados foram observados:

- Os deslocamentos verticais foram sensivelmente incrementados com a passagem do túnel pela seção de referência, tendendo à estabilização logo após. Este comportamento foi ressaltado na seção do Emboque, por possuir menor cobertura;
- O mergulho das camadas de solo e rocha no sentido esquerdo-direita do túnel causou uma leve assimetria no diagrama de deslocamentos;
- Os deslocamentos tenderam a crescer da superfície do terreno para o teto do túnel;
- A elevação do valor de K_0 de 0,36 (próximo ao valor do empuxo ativo) para 0,50 ocasionou um ligeiro acréscimo das deformações verticais no teto do túnel. Porém, ao elevar-se o valor de K_0 para 0,80, as deformações apresentaram um pequeno decréscimo no teto do túnel e tendência ao soerguimento do piso, conforme previsto por Sousa & Marques (2001);
- A primeira etapa de escavação, ou seja, a abertura do túnel piloto, ocasionou a maior parte das deformações, em alguns casos superiores a $\frac{3}{4}$ das deformações totais;
- Não foi possível modelar convenientemente o comportamento anômalo dos deslocamentos na seção do emboque, devido às dificuldades de representar a geometria real e todos os tirantes existentes na contenção do emboque.

10.1 – SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

A partir das conclusões obtidas seguem-se algumas sugestões para próximos trabalhos.

- Efetuar ensaios de campo e laboratório no solo residual do granulito após o período de chuvas intensas, que ocorrem entre março e junho, para que as variações pudessem ser analisadas e formado um banco de dados que auxiliasse na interpretação de novos resultados de ensaios;
- Realizar ensaios com a célula K_0 -UFBa com outros tipos de solos, comparando os resultados com ensaios de campo;
- Efetuar ensaios no solo a montante, não só de cortinas atirantadas, mas também outros tipos de contenções, tais como solo grampeado e muros de peso, em

diversas distâncias, visando avaliar como o valor de K_0 é alterado por estas estruturas;

- Obter relações que prevejam a variação de K_0 em função da distância até a contenção, estimando o comprimento de sua influência sobre os parâmetros geotécnicos;
- Instrumentar a frente de escavação de um túnel com inclinômetros localizados no eixo da escavação, para verificação de como os deslocamentos se comportam com o avanço desta;
- Efetuar outros modelos de emboques de túneis de grandes dimensões em laboratório com coberturas e sobrecargas diferentes;
- Retroanalisar o comportamento de outros emboques de túneis, fazendo uma análise dos dados disponíveis, completando este estudo com programas numéricos;
- Proceder modelagens utilizando as equações analíticas que consideram a enfilagem como uma viga com múltiplos apoios, fazendo variar o coeficiente de mola para o solo e o comprimento da frente livre de escavação, simulando a plastificação do solo.
- Refazer o modelo de um emboque em grande escala em laboratório com coberturas com valores diversos, aplicação de suporte de forma a simular uma escavação real de um túnel e ensaios efetuados com e sem enfilagens.
- Efetuar modelagem com programas numéricos que permitam a variação de K_0 no sentido longitudinal ao túnel.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ABDELHAMID, M.S. & KRIZEK, R.J. (1976). At-rest lateral earth pressure of a consolidating clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 102(Gt 7): 721-738.
- ABMS/ABEF (1996). *Fundações Teoria e Prática*. Pini Ed. São Paulo, SP, 751 p.
- ABNT (1980). *Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos: NBR-6484*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 12 p.
- ABNT (1984). *Solo -Análise Granulométrica: NBR-7181*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 13 p.
- ABNT (1991). *Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT): NBR-12069*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 10 p.
- ABNT (2001). *Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos: NBR-6484*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 12 p.
- AIPCR (1999). *Caderno AIPCR do XXIII Convenio Nacional de Estradas (in Italian). Gallerie Stradali, Associazione Mondiale della Strada, Comitato Nazionale Stradale, Ministero dei Lavori Pubblici, Roma, Italy, 202 p.*
- ALMEIDA, M.C. (1978). *Caracterização Geomorfológica do Sítio do Município de Salvador*. Prefeitura Municipal de Salvador. Oceplan-Plandurb, Salvador. Ba, 42 p.
- ALPAN, I. (1967) -The empirical evaluation of the coefficients K_0 and K_{0r} - soil and Foundation, *Jap. Soc. Soil Mech. Found. Eng., Japan*, VII(1): 1-31.
- ANAGNOSTOU G. & SERAFEIMIDIS K. (2007). The dimentioning of tunnel face reinforcement. *Underground Space – The 4th Dimension of Metropolises, WTC 2007, ITA, Prague, Czech Republic: 289-296.*
- ANDERSLAND, O.B. (1982). At-rest lateral pressure of peat soils. Discussion. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, USA*, 108(GT 3): 512-513.
- ASSIS, A.P. *Notas de Aula*. Universidade de Brasília, DF;
- ASTM (1986). Sub-Committee D18.02.10. Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test, In: *Geotech. Testing, USA*, 9 (2),93-18.
- ASTM (1995). *Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Tests of Soil: D-5778*. American Society for Testing and Materials, USA, 18 p.
- BAEK, Y., KWON, O.I., KOO, H.B. & BAE, G.J. (2005). Study on state and pattern analysis of tunnel portal slope in Korea. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Erdem & Solak (eds.), London, England, pp.117-122.
- BAGUELIN, F; JEZEQUEL, J.F.; LE MEE, H. & LE MEHAUTE, A. (1972). Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. *Jour. Smfd, ASCE*, 98(11) : 1129-1162.
- BANCO MUNDIAL (1998). *Brazil-Salvador Urban Transport Project. Report No. Pid5892.*
<http://www.Bancomundial.Org.Br/Content/ Downloadblob.Php?Cod Blob=232>.

- BANGUELIN, F. & FRANK, R. (1980). Theoretical studies of piles using the finite element method. Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, England, 1: 83-91.
- BANGUELIN, F., FRANK, R. & GUELLEC, P. (1974) - Étude de la capacité portante des pieux par la méthode des éléments finis. Influence de la Dilatance du Milieu. Primeiro Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Finitos Aplicado à Mecânica dos Solos, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 1: 287-302.
- BARBOSA, J.S.F. & DOMINGUEZ, J.M.L. (1996). Texto Explicativo Para o Mapa Geológico ao Milionésimo. SICM/SGM (Edição Especial), Salvador, Ba, 400 p.
- BARISONE G., PELIZZA S. & PIGORINI B. (1982), Umbrella arch method for tunnelling in difficult conditions - Analysis of Italian Cases. IV International Congress, IAEG, New Delhi, India, 1:15-27.
- BARLA, G. & BARLA, M. (2004). Discussion on full face method. Felsbau, Rock and Soil Engineering. 4(1): 26-30.
- BJERRUM, L. & ANDERSON, K.H. (1972) - In situ measurement of lateral pressures in clay. 5th ECSMFE, Madrid, Espanha, 1:11-20.
- BOWLES J. (1982). Foundation. Analysis and Design, Mcgraw-Hill, Singapore, 657 p.
- BRIAUD, J. L. & MIRAN, J (1992). The Flat Dilatometer Test. U. S. Department of Transportation, nº FHWA-SA-91-044, USA, 102 p.
- BRINKGREVE, R.B.J. & VERMEER, P.A. (2001a). Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Plaxis Manual 2D Version 7.2. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- BRINKGREVE, R.B.J. & VERMEER, P.A. (2001b). Plaxis 3D Twmel Version 1, User's Manual. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 447 p.
- BROOKER, E.W. & IRELAND, H.O. (1965). Earth pressures at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal. 2(1): 1-15.
- CAMPANELLA, R.G. & ROBERTSON, P.K. (1988). Current status of the piezocone test state-of-the-art report. ISOPT-1, Orlando, USA, 1: 93-116.
- CAMPOS, T.M.P. (1989). Considerações sobre o comportamento de engenharia de solos saprolíticos de gnaise. II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e Suas Aplicações em Engenharia Civil. CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, 1: 173-200.
- CARG/PMS (2004). Plano Diretor de Encostas de Salvador. Prefeitura Municipal de Salvador, SEMIN, Coordenação de Áreas de Risco Geológico. Salvador, Ba, 12 Vols.
- CARRIERI G., GRASSO P., FIOROTTO R. & PELIZZA S. (2004). Vinte ano de experiência no uso do método de enfilagem guarda chuva como sustentação para a escavação de galerias (in Italian), Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 72: 41-61.
- CARVALHO, M.P. (2003). Fatores Meteorológicos, Oceanográficos, Morfodinâmicos, Geológicos e Urbanos Relacionados à Incidência de Afogamentos nas Praias da Costa Atlântica de Salvador. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Bahia, Salvador, Ba, 256 p.
- CHISSOLUCOMBE, I. (2001). Simulação Numérica Para Avaliação de Danos em Edificações Adjacentes a Escavação de um túnel. Dissertação de Mestrado,

- Publicação G.DM-088A/01. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194 p.
- CLUBE DE ENGENHARIA DA BAHIA (1993). Encostas de Salvador: Problemas e Soluções Técnicas. CREABa/UFBa/CEA, 2 vol., 270p.
- COLONNA, P. (1998). Road tunnel entrance projects according to external conditions, with particular reference to the climate. *Underground Construction in Modern Infrastructure*, Frazen, Bergdahi & Nordmark (eds.), Rotterdam: 79-85.
- COOKE, R.W. (1974). The settlement of friction pile foundations. *Conference on Tall Buildings*, CTBUH, Kuala Lumpur, 1: 7-19.
- COOKE, R.W., PRICE, G. & TARR, K. (1979). Jacked piles in London clay: a study of load transfer and settlement under working conditions. *Geotechnique* 29(2): 113-147.
- CRUZ, S.A.S. (2005). Caracterização Petrográfica, Petroquímica e Estrutural do Embasamento Cristalino da Cidade de Salvador-Bahia / Porção Oeste. Dissertação Final de Graduação. Instituto de Geociências. Universidade Federal da Bahia. Salvador, Ba, 64 p.
- CUNHA, R.P. (1996). A new cavity expansion model to simulate selfboring pressuremeter tests in sand. *Solos e Rochas*, 19(1): 15-27.
- DANZIGER, F.A.B. & SCHANID, F. (2000). Ensaio de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação. *IV Seminário de Engenharia de Fundações - Sefe IV*, ABMS, São Paulo, SP, 3: 1-51.
- DER-SP (2005). Projeto de Tunel. Instrução de Projeto IP-DE-C00/002. Rev. A. DER-SP, São Paulo, SP, 52 p.
- DOMON T., NISHIMURA, K. & MITANI, K. (1999). The reinforcing effect of vertical nailing above shallow tunnels. *Challenges for the 21st Century. WTC'99*, Oslo, 1: 43-49.
- DOURADO, J.C. (1995). Métodos geofísicos aplicáveis a túneis urbanos. *Simpósio Sobre Túneis Urbanos, Turb.* São Paulo, São Paulo, SP, 1: 33-41.
- DUNCAN, M. & MOKWA, R.L. (2001). Passive earth pressures: theories and tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 127(3): 248-257.
- ECLAIRCY-CAUDRON S., DIAS D., KASTNER R. & CHANTRON L. (2005). Numerical modelling of a reinforcement process by umbrella arch. *Numerical Modelling of Construction Process in Geotechnical Engineering for Urban Environment*, France, 1:
- EDIL, T.B. & DHOWIAN, A.W. (1981). At-rest lateral pressure of peat soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(Gt 2): 201-217
- ETAG 27 (2008). Guida Al Rilascio del Benestare Tecnico Europeo di Kit Paramassi. European Organisation for Technical Approvals, Bruxelles, 53 p.
- EUROCODE 7 (1997). Geotechnical Design. Part 3: Design Assisted By Field Testint. Section 9: Flat Dilatometer Test (DMT) European Committee for Standardization. Bruxelas, 73 p.

- FANG, Y.S., HO, Y.C. & CHEN, T.J. (2002). Passive earth pressure with critical state Concept. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(8): 651-659.
- FERREIRA, H.N. (1982). Acerca do coeficiente de impulso em repouso. *Geotecnia*, 1(35): 41-106.
- FIALHO, J.R.R. (2003). Desempenho de Sistemas de Suporte de Estruturas Subterrâneas Por Meio de Modelagem Numérica. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-112A/03, UnB, Brasília, DF, 158 p.
- FLAVIGNY, E. (1979) -Discussion of design parameters for soft clay. VII ECSMFE, Brighton, England, 4: 23-24.
- FOÁ, S.B. (2005). Análise dos Recalques de Fundações e Seus Danos em Edifícios Devido a Escavações Subterrâneas. Dissertação de Doutorado, Publicação G.TD-031/05, UnB, Brasília, Df, 308 p.
- FONSECA, A.V. & SOUSA, J.A. (2002). Coeficiente de impulso em repouso em solos saprolíticos. *Geotecnia*. 1(95): 33-48.
- FONSECA, A.V. (1996). Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios Para Dimensionamento de Fundações Directas. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 245 p.
- FONSECA, A.V. (1998). Identifying the reserve of strength and stiffness characteristics due to cemented structure of a saprolitic soil from granite. 2nd Int.Symp.Hard Soils-Soft Rocks. Naples, 1: 361-372.
- FRAGASZY, R.J. & CHENEY, J.A. (1977). Influence of borehole imperfections on a pressometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(Gt 9): 1009-1013.
- FRANK, R. (1974). Étude Theorique Du Comportement Des Pieux Sons Charge Verticale. Introduction de la Dilatance. Dissertação de Doutorado, Universidade de Pierre et Curie de Paris, França, 320 p.
- FRANK. R. (1975). Étude Theorique Du Comportement Des Pieux Sons Charge Verticale. Rapport de Recherche 46, Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussees, Paris, France, 25 p.
- GAIOTO, N. (1979). Estruturas de Arrimo e Empuxo de Terra. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Publicação 037/84. 40 p.
- GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP WORKING PARTY (1988). Engineering geophysics. *The Quarterly Journal of Engineering Geology*, 21: 209-271.
- GERCEK, H. (2005). Three-dimensional regions in tunnel underground space use. *Analysis of Past and Lessons for the Future*, Erdem & Solak (eds.), London, 1: 149-155.
- GÜLER, E., VARDAR, M., ERIS, I., KAHYAOGU, H. & OSMANOGLU, U. (2002). A portal design vertically layered limestone. *International Conference / Workshop & Exhibition on Tunnelling & Underground Space Use*. Istanbul, Turquia. 1: 107-114.
- HOEK E. (2001). Big tunnels in bad rock, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131(5): 726-740.
- Hoek, E. (2002). *The Development of Rock Engineering*. www.rocscience.com, 23 p.

- Hoek, E. (2004). Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock. www.rocsience.com. 16 p.
- IPT (2000). Investigação Sísmica ao Longo do Trecho Subterrâneo do Metrô de Salvador/Ba. IPT. Relatório Técnico N°46302. São paulo, SP, 29 p.
- ITASCA CONSULTING GROUP (2006). Flac 3D Version 3.1. User Manual. 6 Vols.
- JAKY, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 1: 355-358.
- JAMIOLKOWSKI, M; GHIONNA, V.N.; LANCELLOTTA, R. & PASQUALINI, E. (1988). New correlations of penetration testing for design practice. 1st Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-L, Orlando, 1:236-296.
- JESUS, A.C.; MIRANDA, S.B.; DIAS, L.S.O.; BRITO JÚNIOR, J.A.; BURGOS, P.C. & CAMPOS, L.E.P. (2005). Contribuição para o zoneamento das áreas com características geotécnicas semelhantes da cidade de Salvador visando aplicação em mapeamento de risco. IV Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Salvador, 1: 17-25.
- KÉDZI, A (1975). Lateral earth pressure. Foundation Engineering Handbook. H.F. Winterkoro e Hsai-Yang Fang (eds.), Van Nostrand Reinhold, Co., New York, USA, pp. 197-220.
- KEHLE, R.O. (1964). Determination of tectonic stress through analysis of hydraulic well fracturing. Journ. Geophysical Research, 69:259.
- KIM C., KIM K., HONG S., BAE G. & SHIN, H. (2004). Interpretation of field measurements and numerical analyses on pipe umbrella method in weak ground tunneling. Eurock 2004, Salzburg, 1: 167-170.
- KOÇKAR, M.K. & AKGÜN, H. (2005). Tunnel and portal stability in week rock. underground space use. Analysis of Past and Lessons for the Future. Erdem & Solak (eds.), London, pp. 149-155.
- LACASSE, S & LUNNE, T. (1983). Dilatometer Tests in Two Soft Marine Clays. NGI Publication, Oslo, 12 p.
- LACASSE, S & LUNNE, T. (1988). Calibration of dilatometer correlations. 1st Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-L, Orlando, 1 : 539-548.
- LACROIX, D., MARSAULT, J.P., GEFFROY, G. & VIALETES, J. (1991). Architecture Des Tetes de Tunnels. Relatório Técnico, Ministere de L'équipement du Logement des Transports et de L'espace, Direction des Routes, Centre D'études des Tunnels (CETU), Gerossier, Villars, France, 92 p.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969). Soil Mechanics. John Wiley e Sons, New York, USA, 553 p.
- LANGELLA, L. (1997). L'architettura Degli Imbocchi di Galleria: Aspetti Costruttivi, Statici e Paesaggistici. Dissertação de Mestrado. Facoltà di Architettura. Politecnico di Torino, Torino, Italy, 176 p.
- LEE, K.M. & ROWE, R.K. (1989). Effects of undrained strength anisotropy on surface subsidences induced by the construction of shalow tunneis. Canadian Geotechnical Journal, 26: 279-291.

- LOMBARDI, G. (1978). Função do suporte e revestimento no consolidamento nas obras subterrâneas (in Italian). Seminario su Consolidamento di Terreni e Rocce in Posto Nell'ingegneria Civile. STRESA, Roma, Italy, 1: 191-229.
- LUNARDI, P. (2006). Progetto e Costruzione di Gallerie. Biblioteca Tecnica Hoepli. Milano. Italy. 577 p.
- LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. & POWELL, J.J.M. (1997). Cone Penetration Testing. Geotechnical Practice, Blackie Academic e Professional, New York, USA, 312 p.
- MAHAJAN, R.K. & BADAREENARAYANA, V.V. (1997). Geotechnical experiences of making the Ranganadi head race tunnel. Tunnelling Asia '97. ITA, Nova Delhi. India, 1: 213-226.
- MARCHETTI, S. & CRAPPS, D.K. (1981). Flat Dilatometer Manual. International Report of Gpe Inc., Gainesville, USA, p.
- MARCHETTI, S. (1975). A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability. Conf. on in Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina State Univ./ ASCE, Raleigh, NC, USA, 2: 255- 259.
- MARCHETTI, S. (1979). The in situ determination of an "extended" overconsolidation Ratio. Conf. VII ECSMFE, B. Geot. Soc., Brighton, 2: 239-244.
- MARCHETTI, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 106(3): 299-321.
- MARCHETTI, S. (1997). The flat dilatometer: design applications. Third Geotechnical Engineering Conference. Cairo University. Keynote Lecture, 26 p.
- MARCHETTI, S. (1999). The flat dilatometer (DMT) and its applications to geotechnical design. International Seminar of Japanese Geotechnical Society, Tokio, 1: 1-90.
- MASSAD, F. & TEIXEIRA, H.R. (1985). Deep cut on saprolitic soils conditioned by relict structures. TropicalS'85. Brasilia, DF, 1: 381-391.
- MASSARSCH, K.R. (1979). Lateral earth pressure in normal consolidated clay - design parameters in geotechnical engineering, VII ECSMFE, B. Geot. Soc., Brighton, 2: 245-249.
- MASSARSCH, K.R.; HOLTZ, R.D.; HOLM, B.G. & FREDRIKSON, A. (1975). Measurement of horizontal in situ stress. Conf. on in Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina State University Raleigh/ASCE, USA, 1: 266-286.
- MENEZES, M.S.S.; REBOUÇAS, J.R.; MONTEIRO, H.P. & SAHADE, W.S. (1978). Problemas de Estabilidade das Encostas da Cidade do Salvador. Relatório Técnico, CREA-Ba. Salvador, Ba, 46 p.
- METROSAL (2000a). DE-Lp.00.Li-E.Si3-003-1. Projeto Executivo, Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.
- METROSAL (2000b). TE-Lp-00.Tn-Aco-002-3. Projeto Executivo, Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2000c). DE-Lp.02.Es/E.Si2-003. Relatório Técnico: Planimétrico Cadastral. Instrumentação. Emboque Lapa. Sistema Metroviário de Salvador, PROMON, Salvador, Ba.

METROSAL (2001a). RM-Lp-02-Es-E-Te3-003. Relatório Técnico, Verificação do Reforço de Fundação da Parede do Túnel de Via 2. Sistema Metroviário de Salvador, Carlos E. M. Maffei Engenharia S/C Ltda, Salvador, Ba, 9p.

METROSAL (2001b). DE-Lp.02.Es_E.Ec2-103-1. Projeto Executivo, Trecho Emboque Pólvora. Estruturas Internas da Plataforma - Laje da Plataforma Nível 32,93. – Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2001c). DE-Lp.02.Es/E.Ec2-106. Projeto Executivo, Formas - Trecho Emboque Pólvora. Estruturas Internas da Plataforma - Corte E-E – Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2001d). DE-Lp.02.Es/E.Te3-003. Projeto Executivo, Túnel da Plataforma (Emboque Pólvora) - Trecho 1 - Km 0+503,602 a Km 530,573. Seção de Escavação, Gabarito e Suportes – Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2001e). DE-Lp.02.Es_E.Te3-012-01. Projeto Executivo, Túneis da Plataforma Emboque Povora (Trecho 1) – Cambota Túnel Via 1 e 2 – Projeto Executivo. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2001f). MC-Lp-02-Es-E-Te3-001_0. Projeto Executivo, Túneis da Plataforma – Memorial de Cálculo. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba, 124p.

METROSAL (2001g). MC-Lp-02-Es-E-Te3. Projeto Executivo, Túneis da Plataforma da Estacao Lapa – Memorial de Cálculo. Revisão da Parede Externa da Via 2 – Emboque Polvóra – Km. 0+503 a 0+565. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba, 12p.

METROSAL (2001h). RM-Lp.02.Es/E.Te3-003-R2. Projeto Executivo, Método Executivo do Reforço da Fundação da Parede da Via 2 Entre As Estacas 0+503 e 0+565 - 02/02. Sistema Metroviário de Salvador, Carlos E. M. Maffei Engenharia S/C Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2001i). DE-Lp.02.Es/E.Te3-026. Projeto Executivo, Método Executivo do Reforço da Fundação da Parede da Via 2 entre as Estacas 0+503 e 0+565 - 02/02. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2001j). DE-Lp.02.Es/E.Te3-027. Projeto Executivo, Túnel da Plataforma (Emboque Pólvora) - Trecho 1. Método Construtivo. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

METROSAL (2001l). DE-Lp.02.Es/E.Es6-004. Projeto Executivo, Implantação da Contenção do Emboque Pólvora. Plantas e Cortes. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.

- METROSAL (2001m). DE-Lp.02.Es/E.Es5-001. Projeto Executivo, Tirantes do Muro de Contenção do Convento. Vista e Cortes. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.
- METROSAL (2001n). DE-Lp.02.Es/E.Si-002-1. Projeto Executivo, Estação Lapa. Seções Geológico-Geotecnicas – Longitudinal e Transversal – Eixos 3, 4 e 7. Sistema Metroviário de Salvador, Harza Hidrobrasileira Engenharia e Projetos Ltda, Salvador, Ba.
- METROSAL (2002). Relatório Geológico Geotécnico / Ato – Acompanhamento Técnico de Obras. Consórcio Camargo Corrêa / Andrade Gultierrez. 55p.
- METROSAL (2006). Relatório de Instrumentação de Campo. Túnel Metro. Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. Consórcio Camargo Corrêa / Andrade Gultierrez. Relatório on Line.
- MIR (2002). IX L'Opere in Sotterraneo e Il Rapporto Com L'ambiente. Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria Delle Rocce, Patron editore, Torino, Italy, 442 p.
- MITANI, K., TAMURA, Y., NAKAGAWA K., AKAGI, W. & NAKAZOTO, M. (1999). A study on the progress of expressway tunnel portal design in Japan. Challenges for the 21st Century, WTC'99, ITA, Oslo, 1: 95-104.
- MORAES JR, A.H.V.; FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (2001). Simulação do efeito tridimensional em análises numéricas bidimensionais de escavações subterrâneas. Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia, ABMS/UFPR, 1: 1-7.
- MOTA, N.M. B (2003). Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Dissertação de Doutorado. Publicação G. TD-013A/03, UnB, Brasília, DF, 335 p.
- MOTA, N.M.B.; FARIAS, M.P. & CUNHA, R.P. (2002). Avaliação de ensaios de CPT e DMT na obtenção do perfil estratigráfico de solos lateríticos de Brasília-DF. XVI Congresso Argentino de Mecânica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Trelew-Chubut, Patagônia, Argentina, Sessão VII, CD-Rom.
- MOURA, N.C.S. (2006). Estratégias para reduzir a iluminancia na zona limiar de túneis rodoviários. Estudo de caso aplicados ao túnel 3 do Rodoanel Metropolitano Mario Covas. ENTAC 2006, Florianópolis, SC, 1: 51-60.
- NATIONAL PROJECT FOR DESIGN AND CONSTRUCTION STANDARDS IN UNDERGROUND WORKS (1997). Guidelines for Design, Tendering and Construction of Underground Works, Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Italy, 51 p.
- NEGRO JR., A. & QUEIROZ, P.I.B. (2000). Previsão e desempenho de túneis. Previsão de Desempenho Comportamento Real - Aterros Sanitários, Taludes, Túneis, Fundações e Aterros sobre Solos Moles. ABMS, São Paulo, SP, 1: 53-68.
- NORWEGIAN PUBLIC ROADS ADMINISTRATION (1997). Analysis on Traffic Accidents and Car Fires in Road Tunnels. Studies on Norwegian Road Tunnels, Oslo, 28 p.
- NTSB (2003). National Transportation Safety Board. NTSB Investigation Into Boston I-90 Tunnel Accident. Bonton, EUA. [Http://www.Boston.Com/News/Daily/01/Ntsb_Scans.Pdf](http://www.Boston.Com/News/Daily/01/Ntsb_Scans.Pdf), 6 p.

- NUSSBAUMER, C. (2007). Comparative analysis of safety in tunnels. Young Reserchers Seminar, [Http://www.Ectri.Org/Yrs07/Papiers/Session-9/Nussbaumer.Pdf](http://www.Ectri.Org/Yrs07/Papiers/Session-9/Nussbaumer.Pdf), 9 p.
- OCAK I. (2008). Control of settlements with umbrella arch method in second stage excavation of Istanbul metro. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23: 674-681.
- ORESTE P.P. & PEILA D. (1998). A new theory for steel pipe umbrella design in tunneling. *Tunnel and Metropoles*, São Paulo, SP, 1: 1033-1040
- ORESTE, P.P. & PEILA, D. (1999). Numerical study of low depth tunnel behaviour. *Challenges for the 21st Century. WTC'99*, ITA, Oslo, 1: 155-162.
- ORESTE, P.P. (1999). Aspectos notáveis da análise e dimensionamento de suportes de túneis por meio de métodos de cálculo numérico (in Italian). *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, Italy, 57: 39-45.
- PASSOS, P.G., MASCARENHA, M.M.A. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2002). Estudo comparativo de resultados de ensaios in situ e em laboratório na argila porosa de Brasília. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, São Paulo, SP, 1: 61-72.
- PEILA D. & PELIZZA S. (2002). Criteria for technical and environmental design of tunnel portal. *Tunneling and Underground Space Technology*, 17: 335-340.
- PEILA D. & PELIZZA S. (2003). Ground reinforcing and steel pipe umbrella system in tunnelling. *Rational Tunnelling*, Logos Verlag, Berlin, Germany, 1: 93-132.
- PEILA, D. & OGGERI, C. (2005). *Barriere Paramassi a Rete: Tecnologia e Criteri Progettuali*. Quaderni di Studi e Documentazione, Prima Edizione. Geam/Ditag. Politecnico di Torino, 105 p.
- PEILA, D., OGGERI, C., ORESTE, P.P. & PELIZZA, S. (2001). Protection of tunnel portals against rock fail. *Int. Congr. Progress in Tunneling After 2000*, AITES-ITA, Milano, Italy, 1: 579-587.
- PELIZZA S. & PEILA D. (2002). Criteria for technical and environmental design of tunnel portals. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 17(4): 335-340.
- POULOS, H.G. & DAVIS. E.H. (1972). Laboratory determination of in situ horizontal stress in soil masses, *Géotechnique*, 22: 177-182.
- POWELL, D.B., DONNELLY, C.R., SHARMA, B.K. & HARTMAIER, H.H. (1989). Engineering and construction of tunnel portals in Chamara, India. 7th Annual Canadian Tunnelling Conference, Tunnelling Association of Canada. Edmonton, Canada, 1: 44-56.
- PRADINA, J.R.R. (1999). *Movimento de Solos e Danos Induzidos em Edificações Por Escavações Subterrâneas*. Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, DF, 185p.
- PRESTES, J.C. & ROCHA, M, (2004). Estação de metro de Santa Apolónia na zona histórica de Lisboa. Emboque entre a estação e o túnel já construído. 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas / Seminário Internacional South American Tunnelling. ABMS, São Paulo, SP, 1: 1-8.
- QUARESMA, A.R., DECOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R., ALMEIDA, M.S.S. & DANZIGER, F. (1996). *Fundações: Teoria e Prática*, PINI/ABMS/ABEF, Editora Pine Ltda, São Paulo, SP, 751 p.

- RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1979). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE. 104(Gt 12): 1465-1488.
- ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. & WIGHTMAN, A. (1983). SPT-CPT correlations. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 109(Gt 11): 1449-1459.
- ROCHA FILHO, P. & SCHNAID, F. (1995). Cone penetration testing in Brazil, national report. *International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, Linköping, Sweden, 1: 29-44.
- ROCHA, M. (1973). *Mecânica das Rochas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal, 56 p.
- ROCSCIENCE (2005). Phase2 Version 6.0. User Manual. 3 vol. www.rocscience.com.
- RYMSZA, B. (1979). Earth pressure at rest in design of retaining structures. *Conf. on Design Parameters in Geotechnical Engineering*, Brit. Geot. Soc., London, 1: 247-248.
- SCHMERTMANN, G.H. (1975). Measurement of in situ shear strength. *Conf. on in Situ Measurement of Soil Properties*. Univ., Leigh / ASCE, North Carolina State, USA, 1: 57-138.
- SCHNAID, F. (2000). *Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189 p.
- SEIDENFUß, T. (2006). *Collapses in Tunneling*. Dissertação de Mestrado. Stuttgart University of Applied Sciences. Stuttgart. Germany, 194 p.
- SERRA, E. (2006). *Gli Imbocchi di Galleria: Aspetti Architettonici e Ingegneristici*. Dissertação de Mestrado. Ingegneria Per L'ambiente & Il Territorio. Facoltà di Ingegneria. Politecnico di Torino. 124 p.
- SHERIF, M.A. & ISHIBASHI, I. (1977). Lateral earth pressure at rest in soft clay. *Discussion*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(Gt 5): 498-499.
- SHIN J.H., CHOI, S.H., WOO, S.B. & CHOI, Y.K. (2007). Reinforcing effects around tunnel face by crown and face reinforcing. *Underground Space, the 4th Dimension of Metropolises*, Bartak, Hrdina, Romancov & Zlamal (eds.), London, England, pp. 345-325.
- SHIN J., CHOI Y., KWON O & LEE S. (2008). Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil. *Tunnel and Underground Space Technology*, 23: 241-250
- SHIRAKAWA K., AOKI T., FUJII Y. & NAKAO T. (1999). Excavation through semicircular-shaped shell formed by umbrella method at fault fracture zone beneath densely residential area. *Challenge for the 21st Century*, ITA-AITES, Oslo, 1: 441-452.
- SILVA, J.C.B.J. & ASSIS, A.P. (2008). Influencia de contenções atirantadas sobre o valor de K_0 em emboques de túneis. 2° Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas / Seminário Internacional South American Tunneling, ABMS, São Paulo, SP, 1: 1-10.

- SILVA, J.C.B.J. (1987). Análise de Deformações de Estacas em Meios Estratificados, Objetivando a Extrapolação de Resultados de Provas de Carga. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do RJ. Rio de Janeiro, RJ, 191 p.
- SILVA, J.C.B.J. (2002). Encostas de Salvador: Um Estudo de Casos. Monografia para Progressão na Carreira de Magistério Superior, UEFS, Feira de Santana, Ba, 52 p.
- SILVA, J.C.B.J. (2005). Utilização de parâmetros de resistência natural e inundado na verificação da estabilidade de taludes a leste da falha da cidade de Salvador. IV Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Salvador, Ba, 2: 553-560.
- SILVA, J.C.B.J.; CAMPOS, L. E. P. & ASSIS, A. P. (2008). Célula K_0 -UFBA, uma proposta para Obtenção do Parâmetro K_0 em Laboratório. XIV Cobramseg, ABMS, Búzios, RJ, 2: 1554-1560.
- SILVA, J.C.B.J.; GALETTO, D. & PEILA, D. (2009). Comparison between different design approaches for steel pipe umbrellas at tunnel portals. Euro: Tun 2009 / II International Conference on Computational Methods in Tunnel, Bochum, Alemanha, 1: 553-560.
- SILVA, J.C.F. (1994). Encostas do Salvador - Uma Abordagem Sócio-Ambiental. Dissertação de Especialização em Gestão Ambiental, UCSal, Salvador, Ba, 95 p.
- SOUSA, J.A. & MARQUES, F. (2001). Fenomenologia Associada À Construção de Túneis Superficiais. Curso Sobre Túneis em Meios Urbanos, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Coimbra, Portugal, 94 p.
- SOUSA, J.F.V. (2002). Modelação de Ensaios de Carga Considerando a Variação da Rigidez dos Solos em Profundidade: Parametrização Recorrente de Ensaios Complementares in Situ e em Laboratório. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 180 p.
- TAKECHI, H., KAWAKAMI, K., ORIHASHI, T. & NAKAGAMA, K. (2000). Some considerations on effects of the long-fore-piling method. WTC'00, AITES-ITA, Durban, South African 1: 491-498.
- TAVENAS, F.A. (1975) - In situ measurement of initial stress and deformation characteristics. Conf. on in Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Raleigh, USA, 1: 263-269.
- TAVENAS, F.A.; BLANCHETTE, G.; LEROUCIL, S.; ROY, M. & LA ROCHELLE, P. (1975). Difficulties in the situ determination of K_0 in soft sensitive clays. Conf. in Situ Measurement of Soil Properties. ASCE, Raleigh, NC, U.S.A. 1: 450-476.
- TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York, USA.
- TRICART, J. & SILVA, T.C. (1961). Estudos de Geomorfologia da Bahia e Sergipe. Relatório Técnico, Fundação para o Desenvolvimento da Ciência da Bahia, Governo do Estado da Bahia, Salvador, Ba, 52 p.
- UHTSU H., HAKOISHI Y., NAGO M. & TAKI H. (1995). A prediction of ground bearing due to tunnel excavation under shallow overburden with long-length

- forepilings. South East Asian Symposium of Tunneling and Underground Space Development, JTA, Bangkok 1:157-165.
- VARDAR, M., KARAOGLAN, H., KAYA, K. & MUCUKGIL, R. (2005A). Jet-grout application at Sarayköy tunnel interval portals. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Erdem & Solak (eds.), London, England, Pp. 347-352. London
- VARDAR, M., KOÇAK, B. & KARAOGLAN, H. (2005B). Tunnel portal in landslide areas – Black Sea Highway Project, Turkey. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Erdem & Solak (eds.), London, England, pp.343-346.
- VAUGHAN, P.R. & KWAN, C.W. (1984). Weathering, structure and in situ stress in residual soils. *Géotechnique* 34(1): 43-59.
- VIANA, C.T. (1971). Revisão Estratigráfica da Bacia do Recôncavo – Tucano. *Boletim Técnico da Petrobrás*. ED157, Rio de Janeiro, RJ, 14 p.
- VIEIRA, C.F.C.; PEREIRA, A.M.S.; CERQUEIRA NETO, J.X.; DIAS, V.M.; RAMOS, V.L.S.; SAMPAIO, F.J.; SILVA, F.R.; CORREA, P.R.S. & FERREIRA, L.A.G. (2005). Cartografia aplicada na análise de riscos geológicos associados às encostas urbanas do município de Salvador. *IV Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas*. ABMS, Salvador, 1: 103-116.
- VOLKMANN, G.M., BUTTON, E. & SCHUBERT, W. (2007). Pipe umbrella support systems and installation methods. *2nd Symposium on Underground Excavations for Transportation*, Istanbul 1: 395-402
- WINTER, E. & RODRIGUEZ, A. (1975). Evaluation of preconsolidation and friction angle in granular soils using pressuremeter. *Conf. on in Situ Measurement of Soil Properties*, North Carolina Univ /ASCE, Raleigh. N.C., USA, 1: 523-535.
- WITTLE, W. (2000). *Stability Analysis for Tunnels. Fundamentals*. Verlag Gluckauf GmbH. (eds.), Essen. Alemanha, 415 p.
- WONG, R.C.K. & KAISER, P.K. (1986). Ground behaviour near soft ground tunnels. *Congress on Large Underground Openings*, Florence, Italy, 1: 942- 951.
- WROTH, C.P. (1972). General theories of earth pressures and theories of earth pressures and deformations. *5th European Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Madrid, Espanha, 2: 35-52.
- WROTH, C.P. (1975). In situ measurement of initial stress and deformation characteristics. *Conf on in Situ Measurement of Soil Properties*, North Carolina Univ /ASCE, Raleigh. N.C., USA, 1: 181-230.
- YASHIMA, A., MATSUMOTO, A. & TANABE, K. (2001). Slope failure at tunnel entrance due to excavation and its countermeasure. *Modern Tunneling Science and Technology*, Adachi et al (eds.), Tokio, Japan, pp. 557-562.
- YOO, C. & SHIN, H.K. (2003). Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 18: 303-319.
- YÜNCÜ, H., YANDIM, R. & SEVIÇ, O.N. (2002). A portal design vertically layered limestone. *International Conference / Workshop & Exhibition on Tunnelling & Underground Space Use*. Istanbul, Turquia, 1: 303-312.

ZHANG, J., QIU, W. & WANG, F. (2005). 3D Fem Analysis on Mechanics Behaviour of a New Style Railway Tunnel Portal. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Erdem & Solak (eds.), London, England, pp.1161-1166.

APÊNDICE A

PERFIS DE SONDAGENS EXECUTADAS NA AREA DO EMBOQUE LAPA

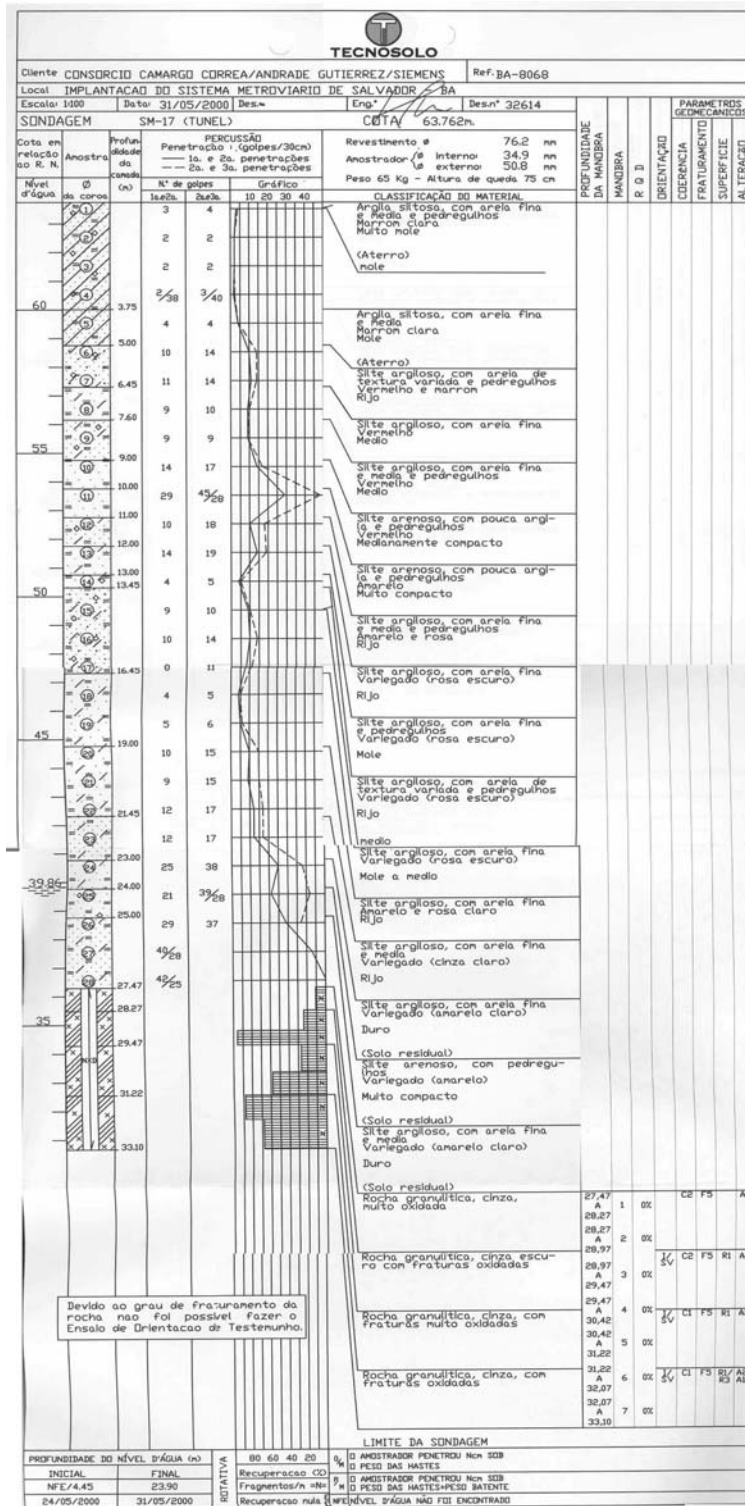


Figura A- 1 – Perfil de sondagem SM-17

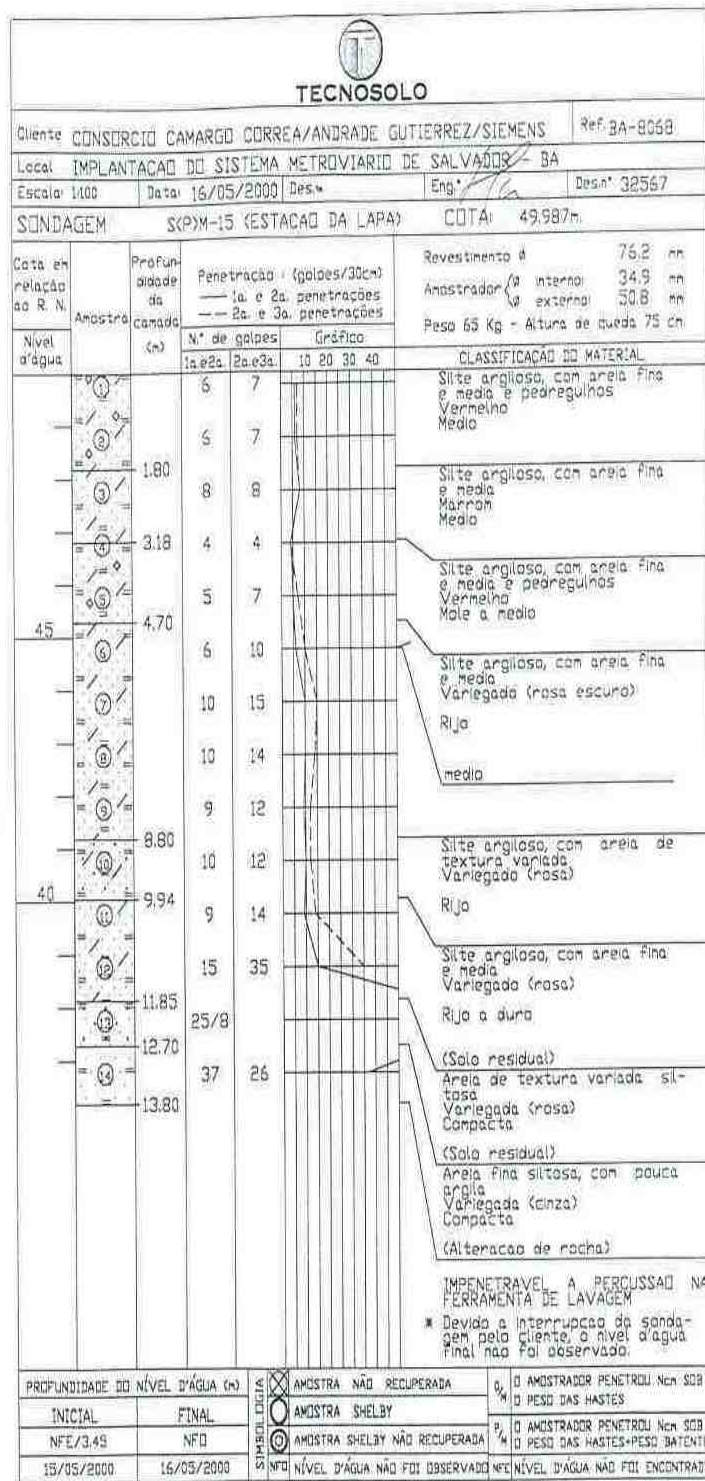


Figura A- 2 – Perfil de sondagem SPM-15

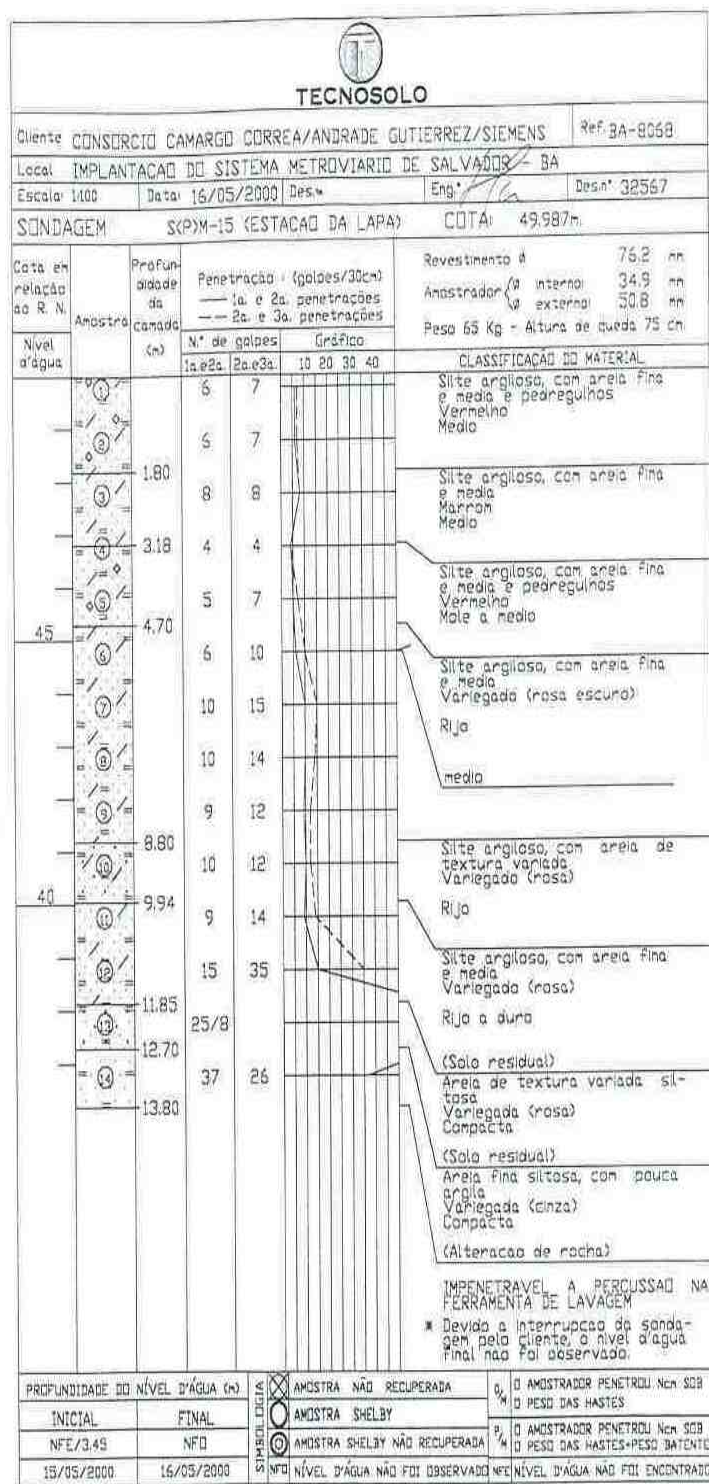


Figura A- 3 – Perfil de sondagem SPM-16

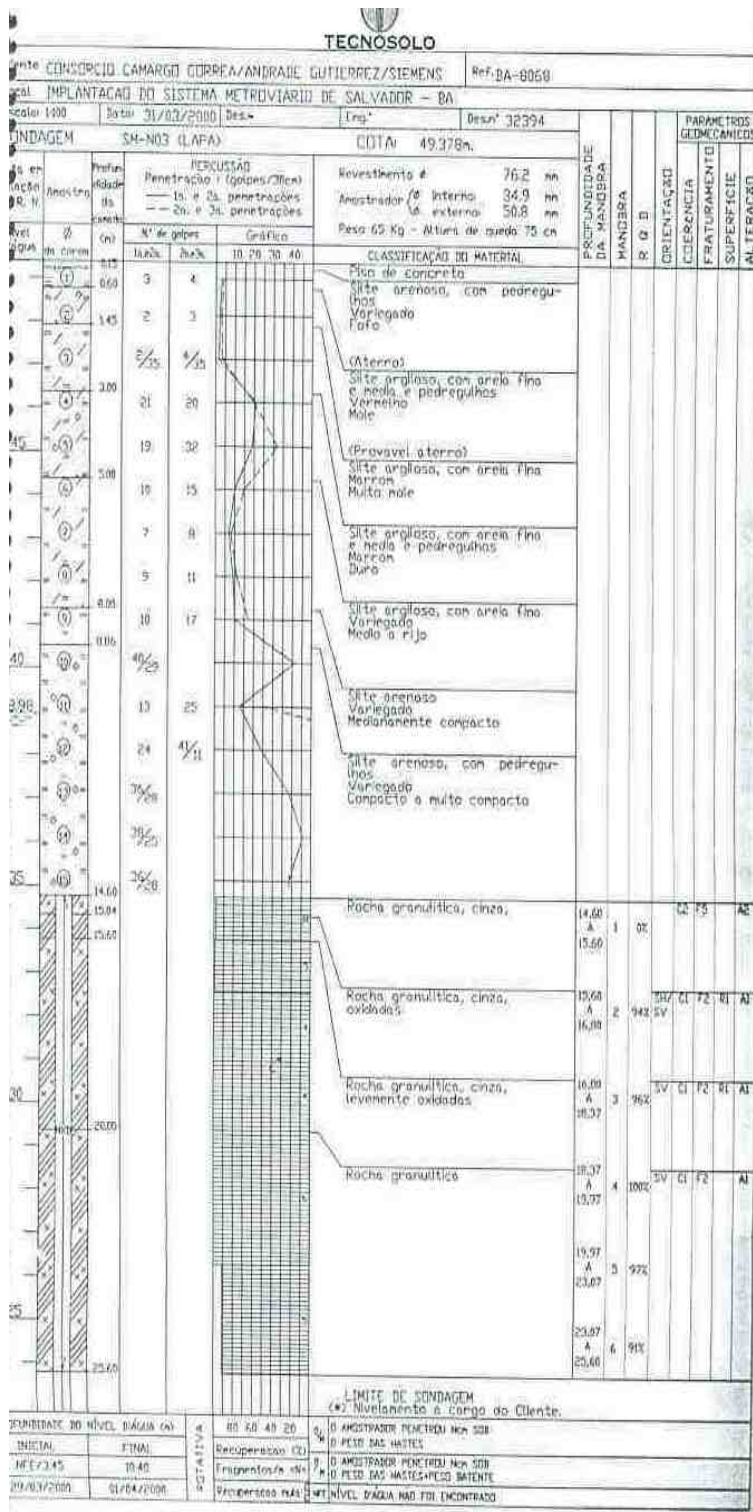
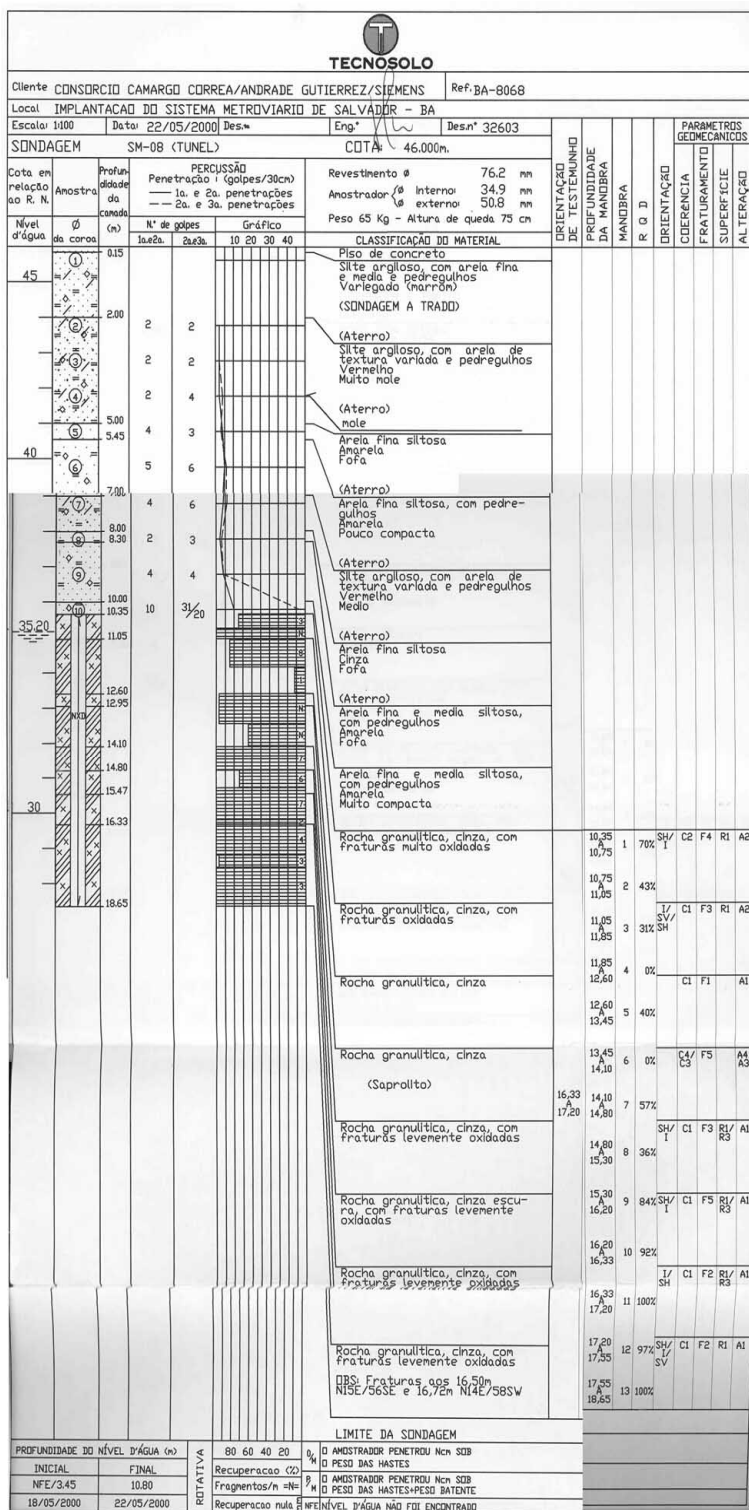


Figura A- 4 – Perfil de sondagem SMN-03



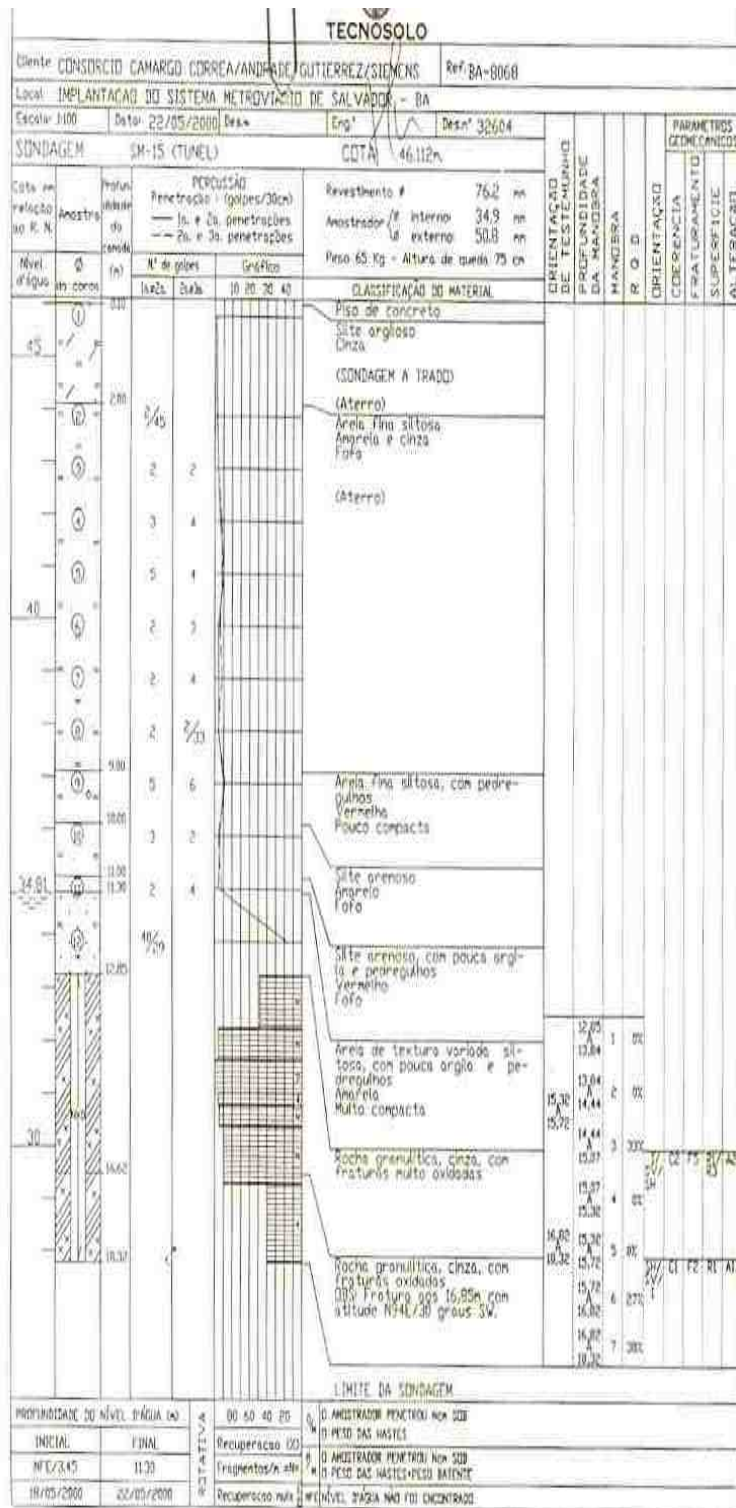


Figura A- 6 – Perfil de sondagem SM-15

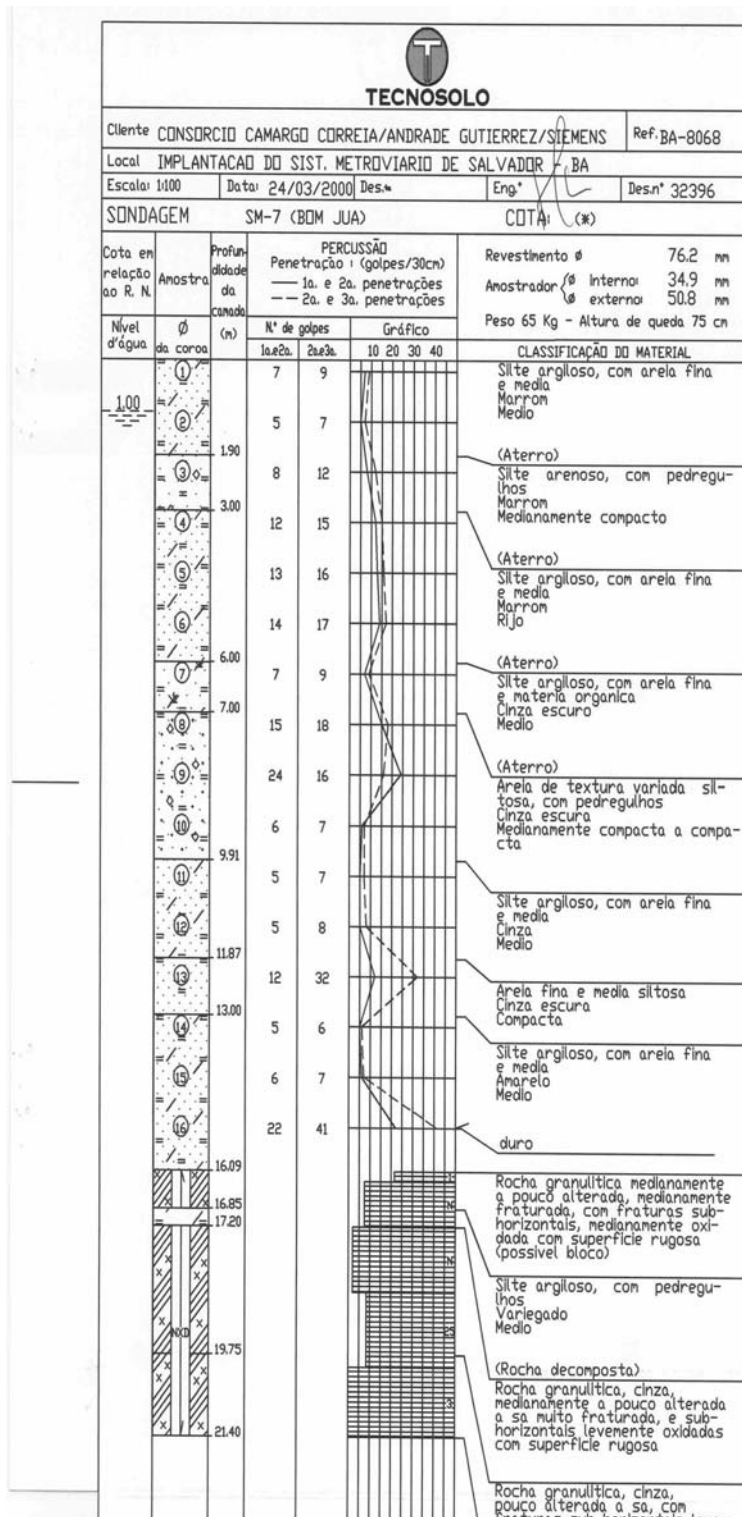


Figura A- 7 – Perfil de sondagem SM-07

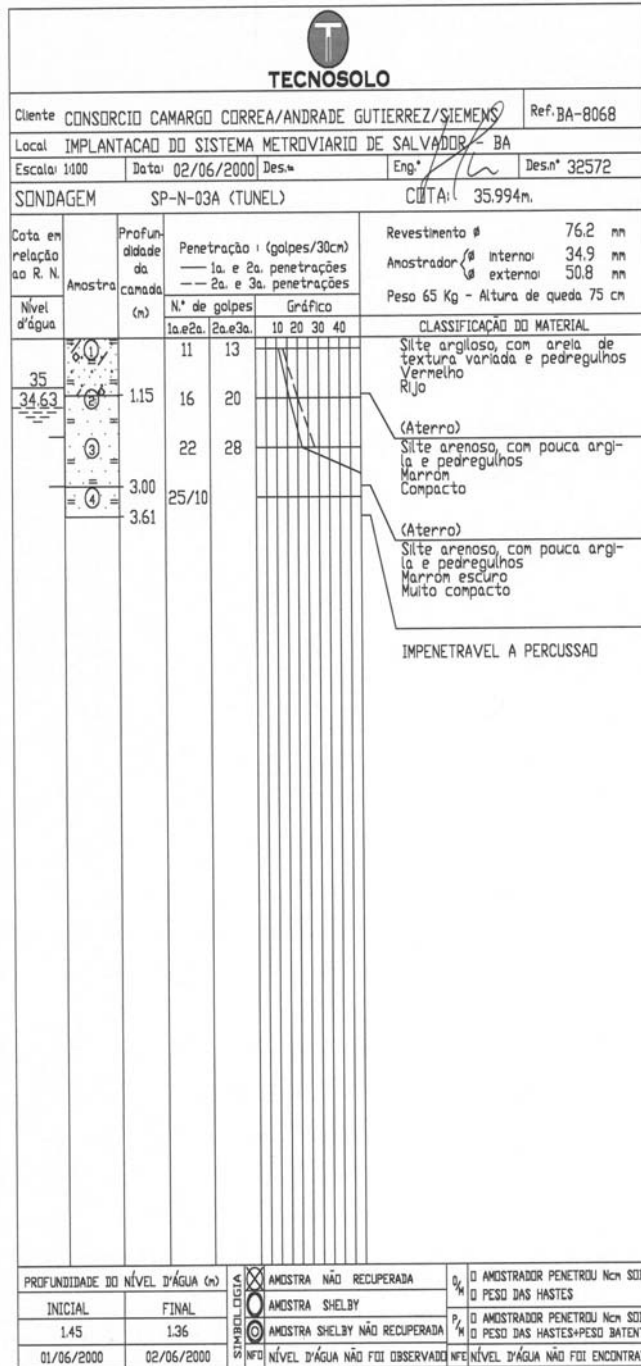


Figura A- 8 – Perfil de sondagem SPN-03A

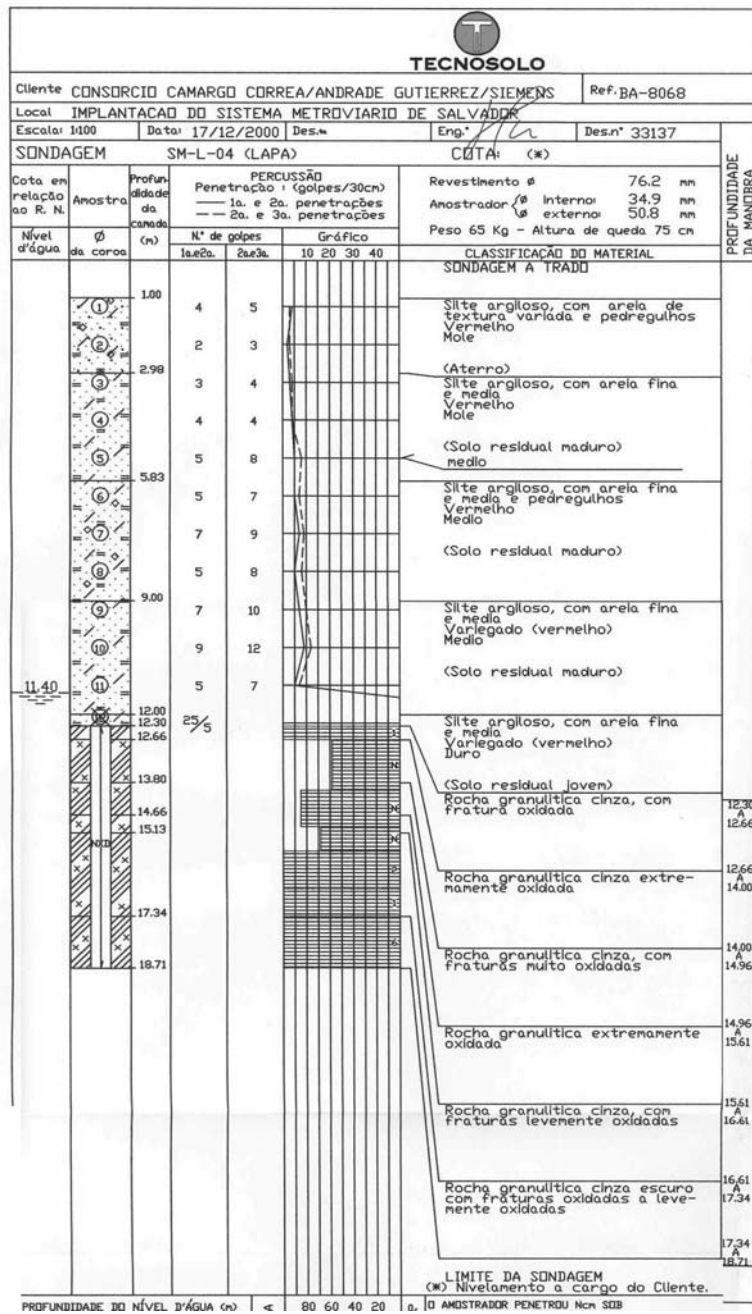


Figura A- 9 – Perfil de sondagem SML-04

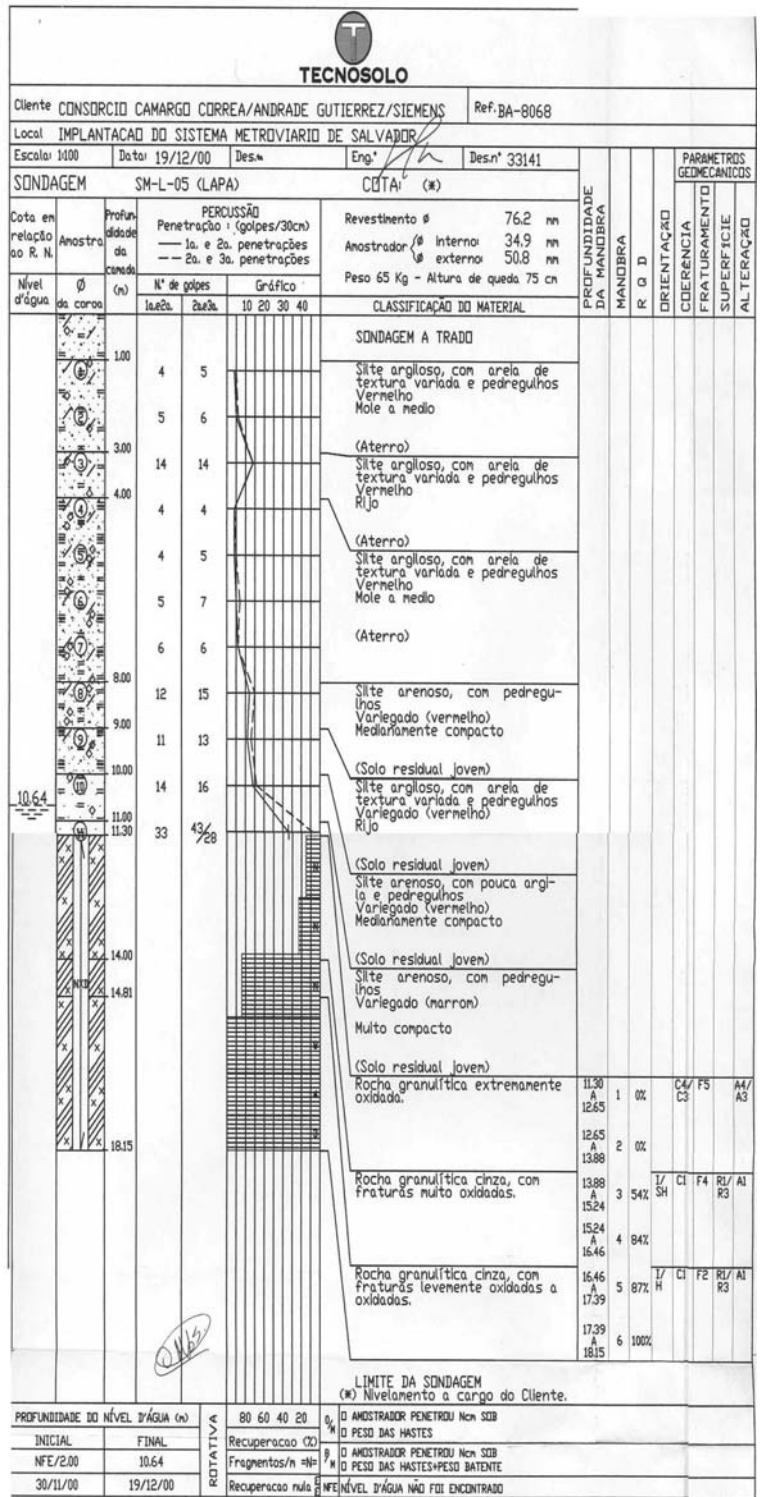


Figura A- 10 – Perfil de sondagem SML-05

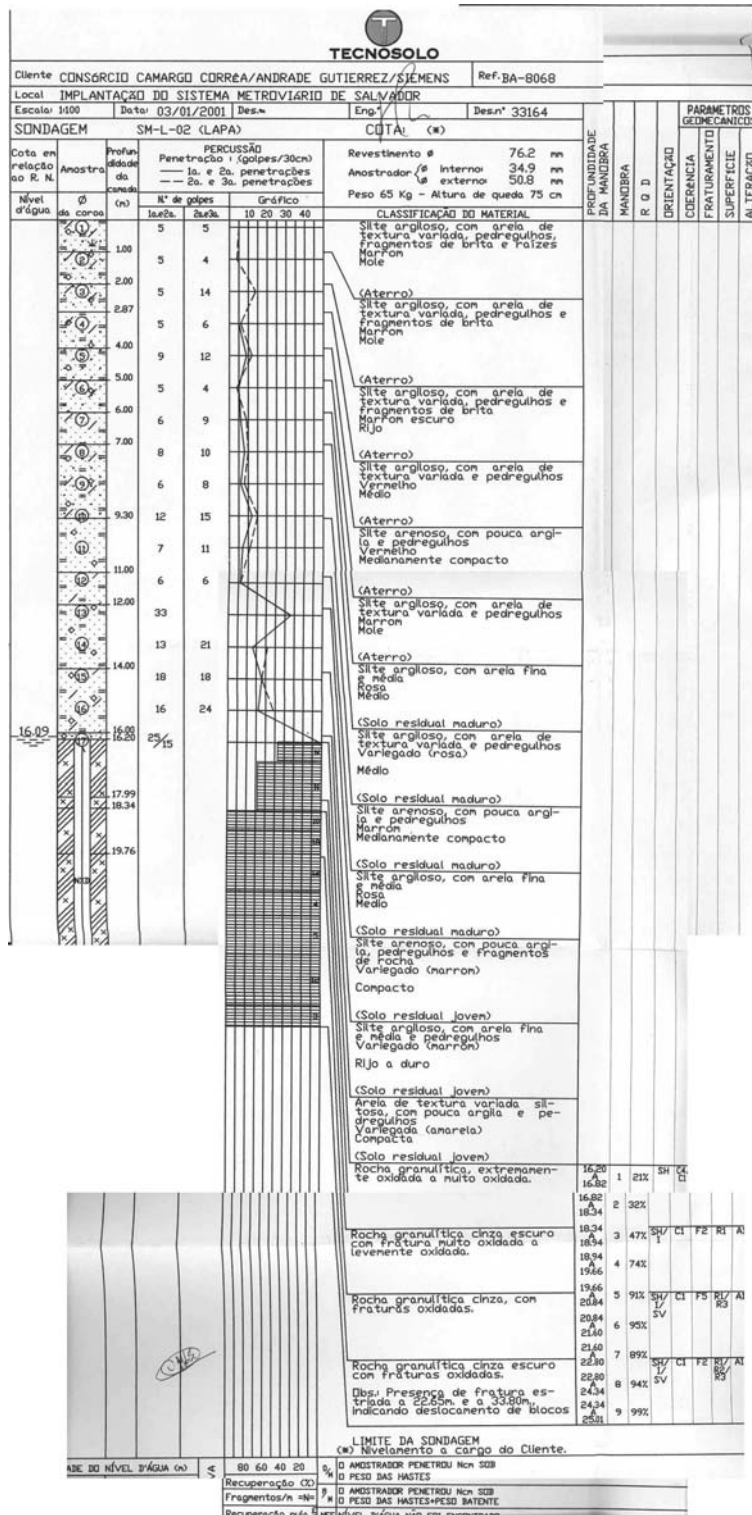


Figura A- 11 – Perfil de sondagem SML-02

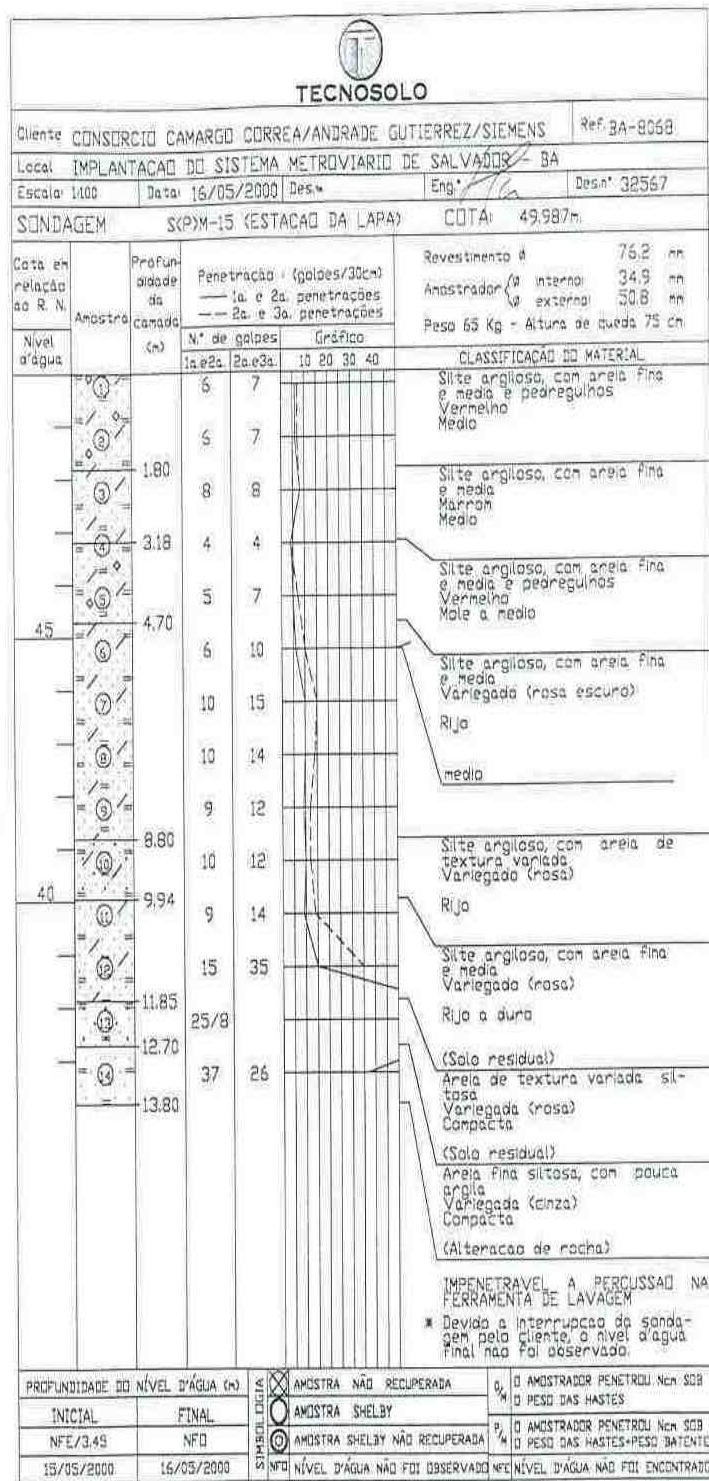
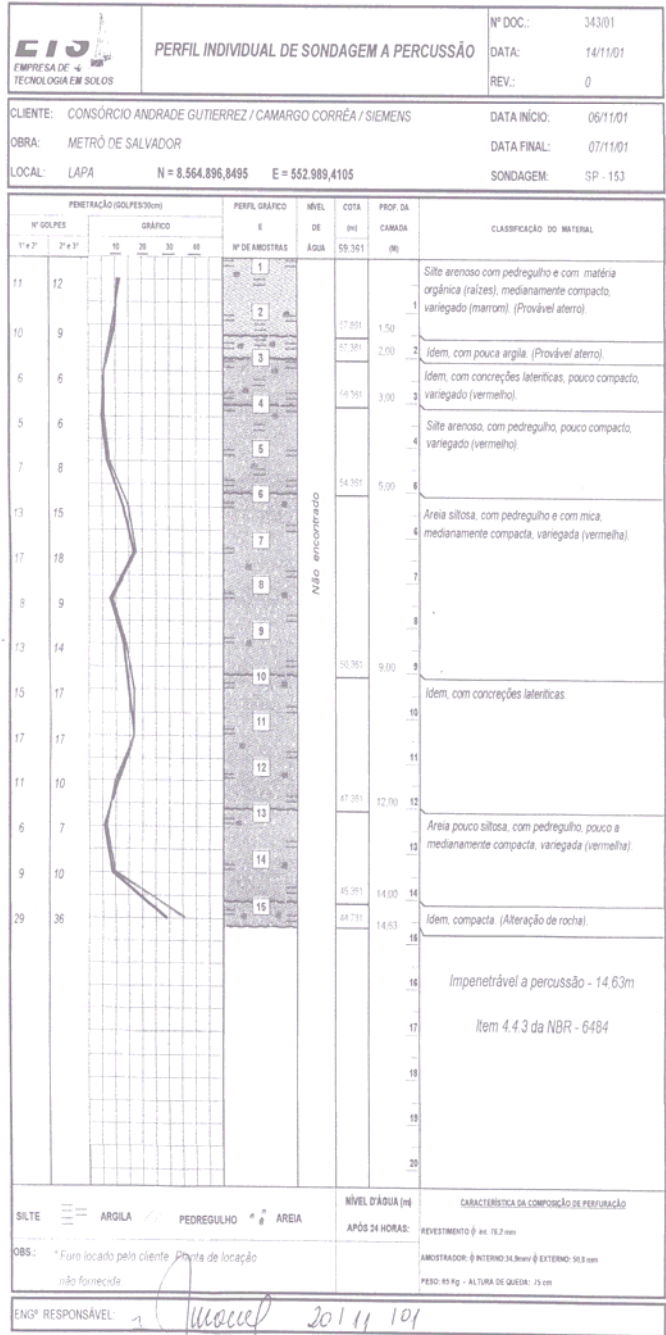


Figura A- 12 – Perfil de sondagem SPM-15



Avenida Fortaleza, nº 48 Terraplan - Itinga - L. de Freitas - BA. Telef: (0xx71) 252-2011

Figura A- 13 – Perfil de sondagem SP-153

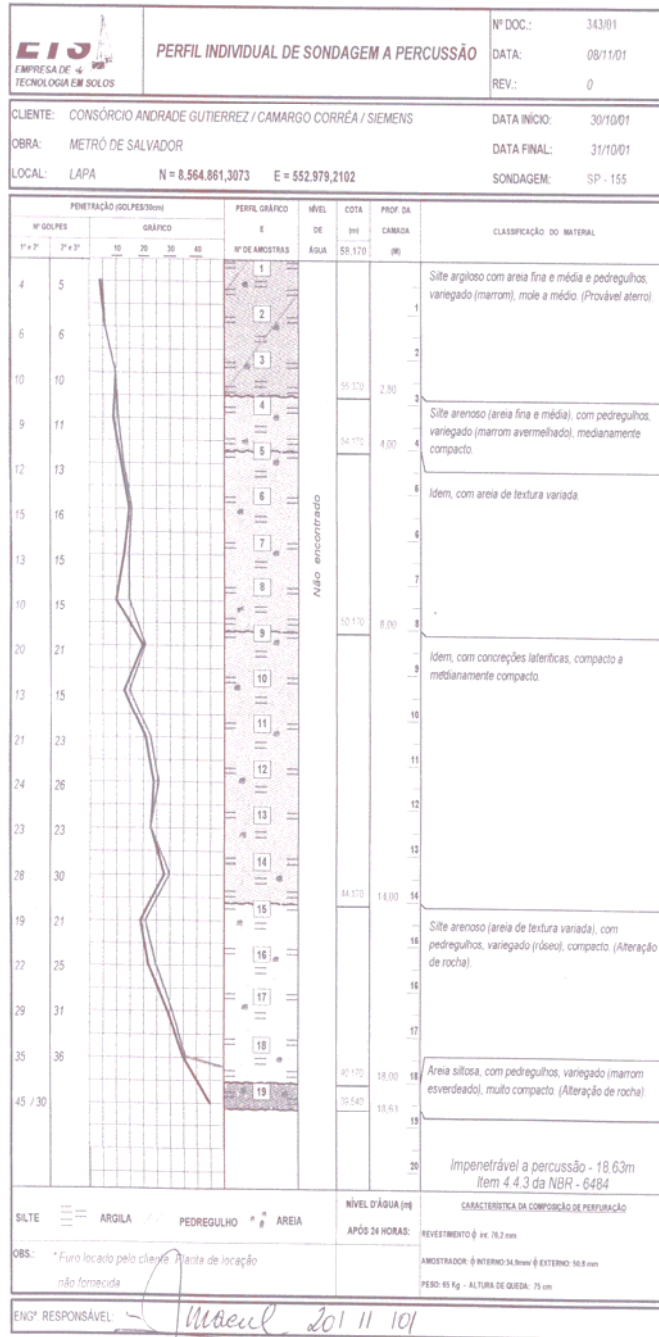
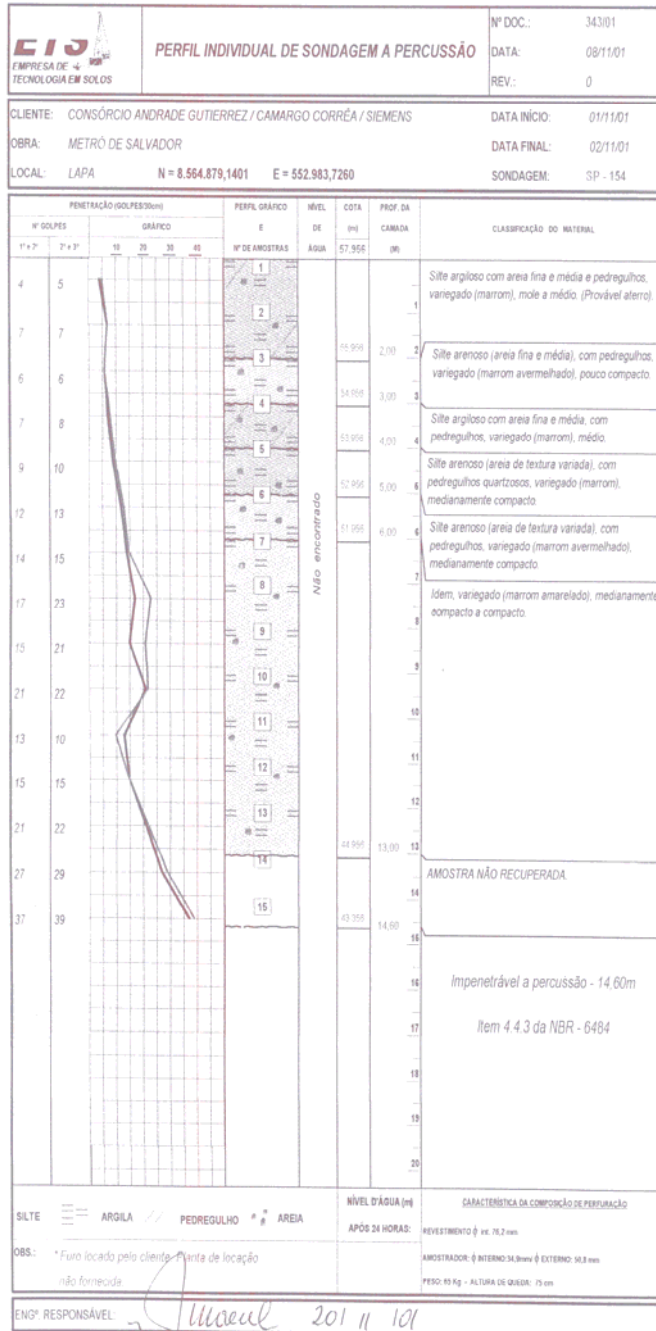


Figura A- 14 – Perfil de sondagem SP-155



Avenida Fortaleza, nº 48 Terraplen - Ilunga - L. de Freixo - BA. Telef: (0xx71) 252-2011

Figura A- 15 – Perfil de sondagem SP-154

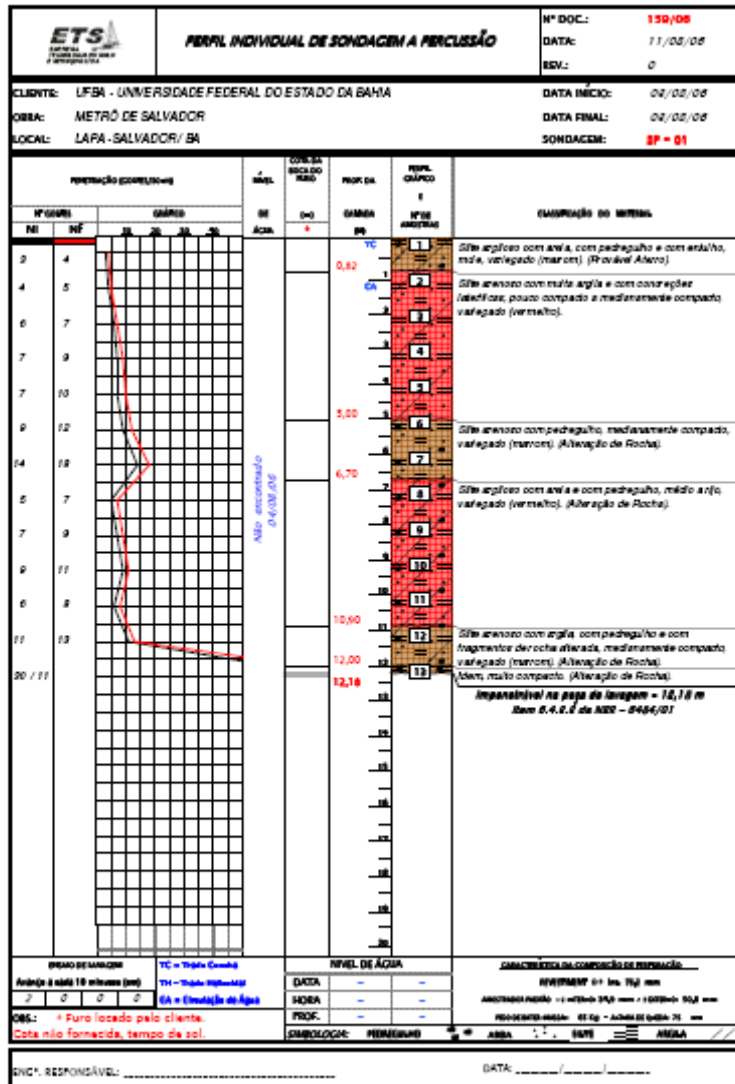


Figura A- 16 – Perfil de sondagem SP-01

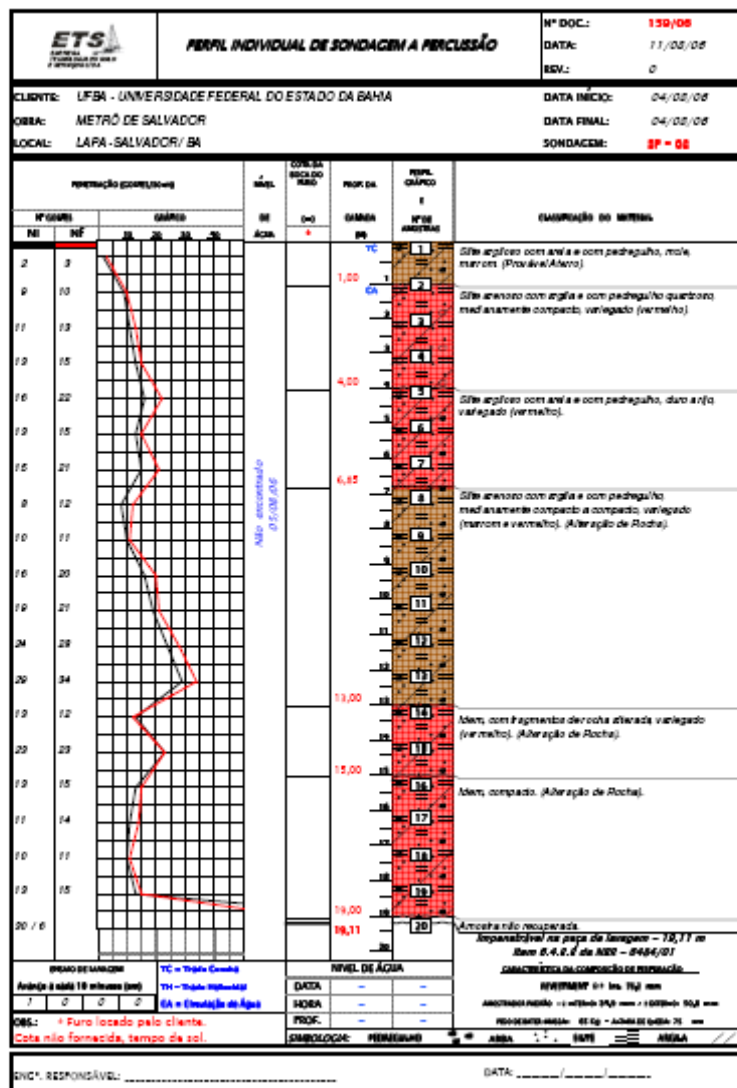


Figura A- 17 – Perfil de sondagem SP-02

APÊNDICE B

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS EM AMOSTRAS INDEFORMADOS



LABORATÓRIO DE GEOTECNIA

RE: 0021/2007 Interessado: Universidade Federal da Bahia

Local: Metrô Estação da Lapa

RESULTADOS DOS ENSAIOS																					
REGISTRO	GRANULOMETRIA											LIMITES			CLASSIFICAÇÃO		COMPACTAÇÃO			I.S.C. (CBR)	
	PERCENTAGEM QUE PASSA											W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	HRB AASHTO (H)	U.S.C.S	ENERGIA	Y _d (kN/m)	W _{ot} (%)	VALOR (%)	EXP. (%)
	3"	1"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200											
0138/2007	100	100	99	98	96	95	93	91	86	78	104	61	43	A-7-5 (20)	MH	--	--	--	--	--	
0139/2007	100	100	100	100	100	99	96	89	81	72	63	38	25	A-7-5 (17)	MH	PN	14,62	25,44	--	--	
0140/2007	100	100	97	96	95	91	86	82	77	72	81	47	34	A-7-5 (19)	MH	--	--	--	--	--	
0141/2007	100	100	100	100	100	100	98	96	93	90	69	46	23	A-7-5 (17)	MH	--	--	--	--	--	

** Ensaios em andamento -- Ensaios não solicitados

Página 2

Luiz Edmundo Prado de Campos
Coordenador
Laboratório de Geotecnia

Figura B- 1 – Ensaios de caracterização – Amostras 0138 a 0141

RE: 0078/2006 Interessado: Universidade Federal da Bahia

Local: Metro Estação da Lapa

RESULTADOS DOS ENSAIOS																				
REGISTRO	GRANULOMETRIA										LIMITES			CLASSIFICAÇÃO		COMPACTAÇÃO			I.S.C. (CBR)	
	PERCENTAGEM QUE PASSA										W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	HRB AASHTO (G)	U.S.C.S	ENERGIA	γ _d (KN/m ³)	W _{at} (%)	VALOR (%)	EXP. (%)
	3"	1"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200										
0185/2006	100	100	99	97	94	87	77	68	62	57	43	27	16	A-7-6 (7)	ML	--	--	--	--	--
0186/2006	100	100	100	100	100	99	97	96	94	90	73	46	27	A-7-5 (19)	MH	--	--	--	--	--
0187/2006	100	100	99	99	98	96	89	81	73	67	62	38	24	A-7-5 (15)	MH	--	--	--	--	--
0188/2006	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	--	**	**	**	--	--	--	--	--
0189/2006	100	100	100	100	99	96	90	86	82	78	68	45	23	A-7-5 (17)	MH	--	--	--	--	--

** Ensaios em andamento -- Ensaios não solicitados

Página 2

Luiz Edmarzo Prado de Campos
Coordenador
Laboratório de Geotecnia

Figura B- 2 – Ensaios de Caracterização – Amostras 0185 a 0189

RE: 0101/2006 Interessado: Universidade Federal da Bahia

Local: Metrô Estação da Lapa

RESULTADOS DOS ENSAIOS																				
REGISTRO	GRANULOMETRIA										LIMITES			CLASSIFICAÇÃO		COMPACTAÇÃO			I.S.C. (CBR)	
	PERCENTAGEM QUE PASSA										W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	HRB AASHTO (G)	U.S.C.S	ENERGIA	γ _d (KN/m ³)	W _{at} (%)	VALOR (%)	EXP. (%)
	3"	1"	3/8"	#4	#10	#20	#40	#60	#100	#200										
0252/2006	100	100	100	100	97	91	85	80	76	69	64	38	26	A-7-5 (17)	MH	--	--	--	--	--
0253/2006	100	100	99	99	98	96	94	91	88	83	72	45	27	A-7-5 (19)	MH	--	--	--	--	--
0254/2006	100	100	100	100	99	96	93	89	84	75	65	43	22	A-7-5 (17)	MH	--	--	--	--	--
0255/2006	100	100	100	100	100	100	98	93	89	79	58	37	21	A-7-5 (16)	MH	--	--	--	--	--
0256/2006	100	100	100	100	100	100	99	98	97	85	65	44	21	A-7-5 (16)	MH	--	--	--	--	--
0257/2006	100	100	95	94	90	84	75	67	54	35	42	26	16	A-7-6 (1)	SM	--	--	--	--	--
0258/2006	100	100	96	92	83	81	77	64	46	33	50	28	22	A-2-7 (2)	SC	--	--	--	--	--
0259/2006	100	100	97	95	88	83	76	70	65	60	46	29	17	A-7-6 (9)	ML	--	--	--	--	--
0260/2006	100	100	100	100	100	96	92	85	77	61	93	52	41	A-7-5 (16)	MH	--	--	--	--	--
0261/2006	100	100	100	100	100	93	86	79	72	60	68	41	27	A-7-5 (14)	MH	--	--	--	--	--

** Ensaios em andamento -- Ensaios não solicitados

Página 2

Luiz Edmarzo Prado de Campos
Coordenador
Laboratório de Geotecnia

Figura B- 3 – Ensaios e Caracterização – Amostras 0252 a 0261

APÊNDICE C

ENSAIOS DE CISALHAMENTO TRIAXIAL COM TRAJETÓRIA CONTROLADA

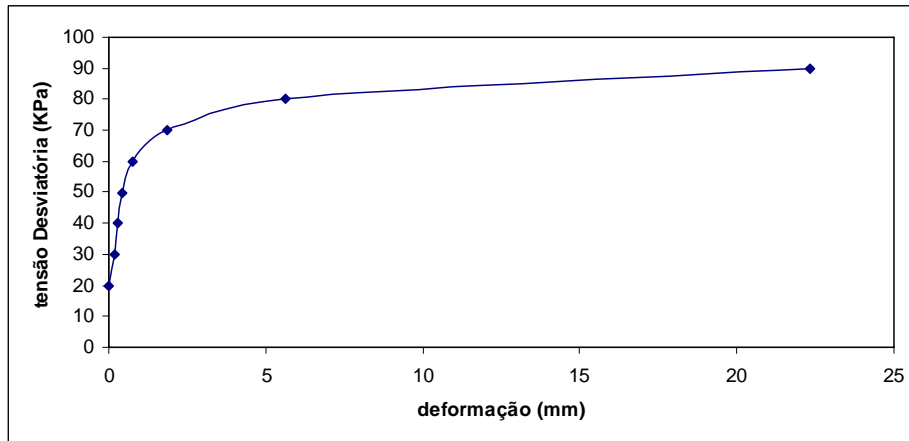


Figura C- 1 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0257

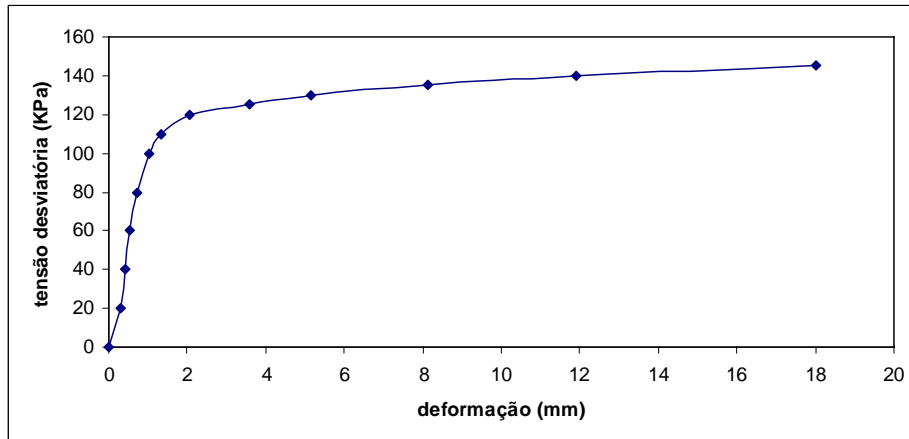


Figura C- 2 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0258

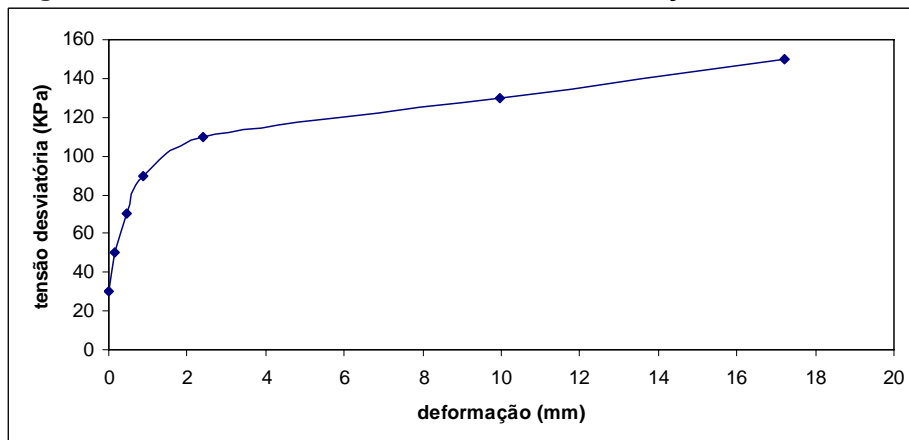


Figura C- 3 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0259

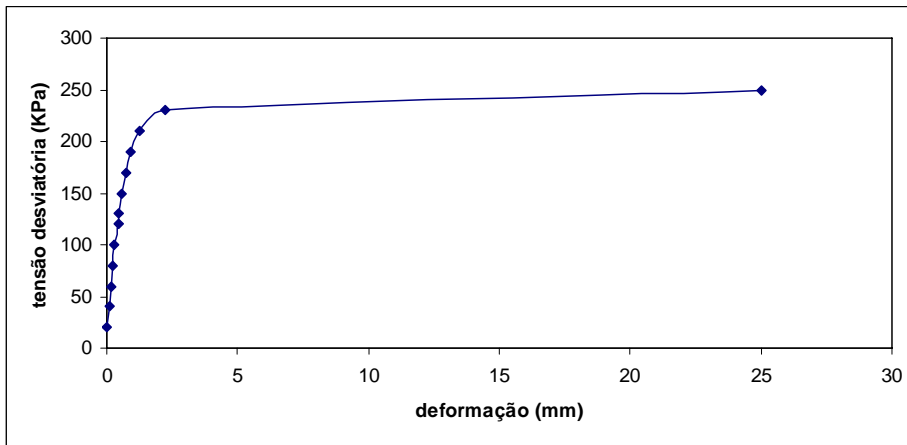


Figura C- 4 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0186

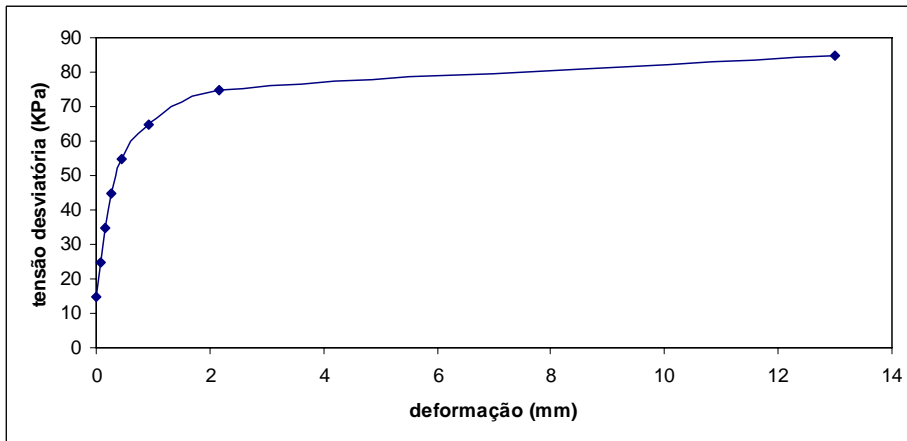


Figura C- 5 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0189

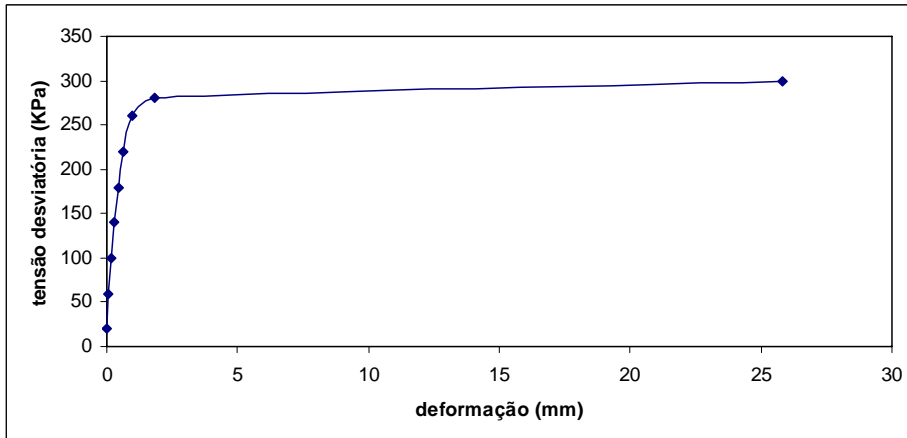


Figura C- 6 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0260

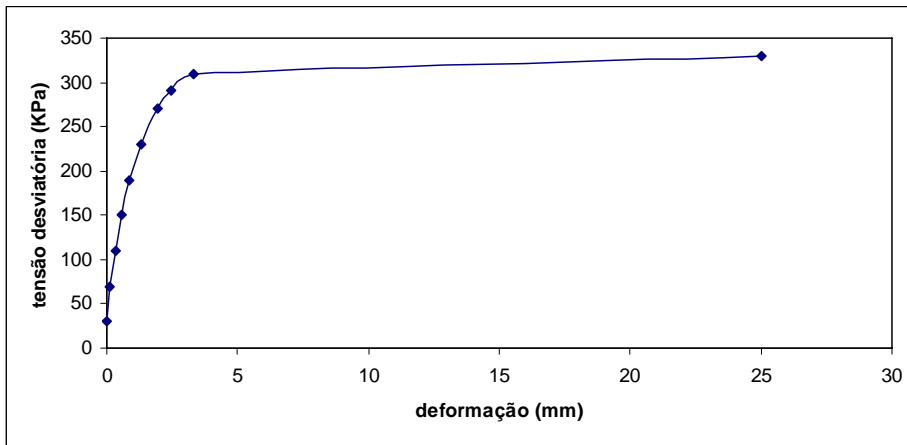


Figura C- 7 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0261

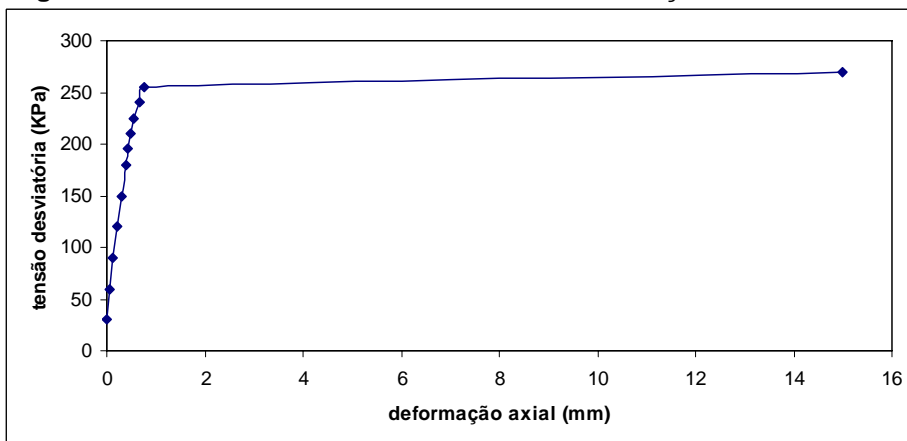


Figura C- 8 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0138

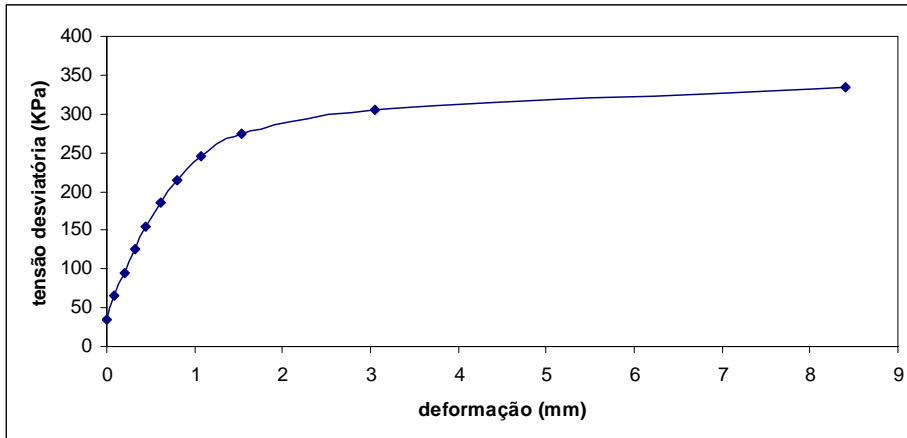


Figura C- 9 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0139

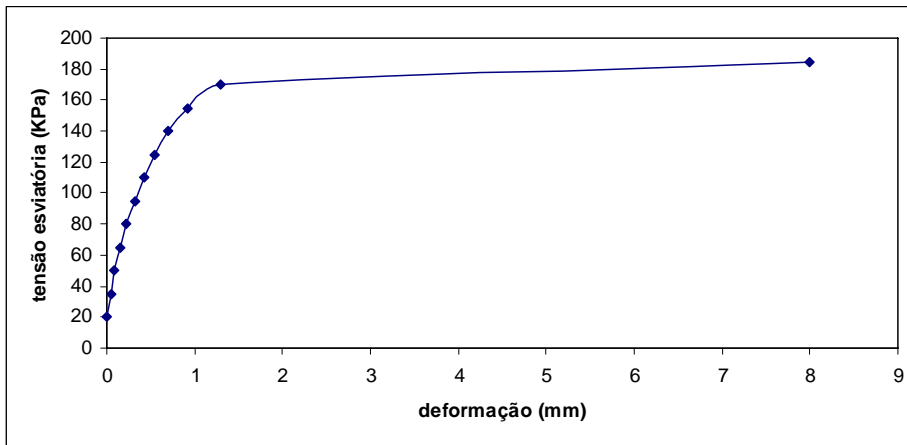


Figura C- 10 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0140

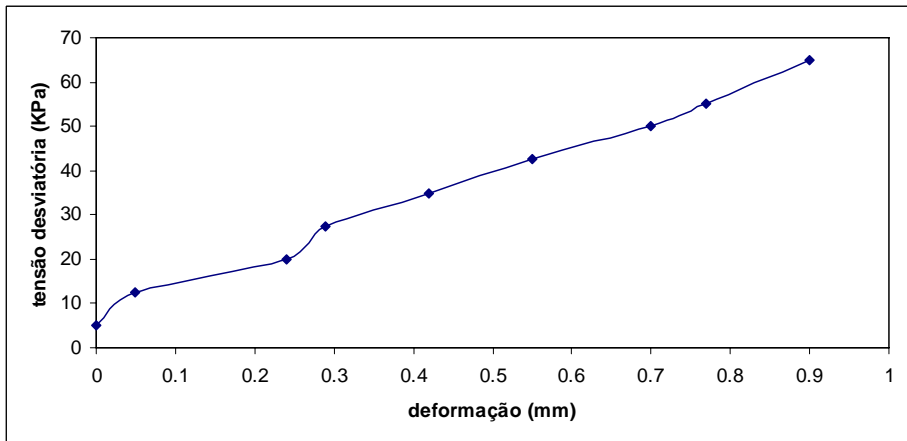


Figura C- 11 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0141

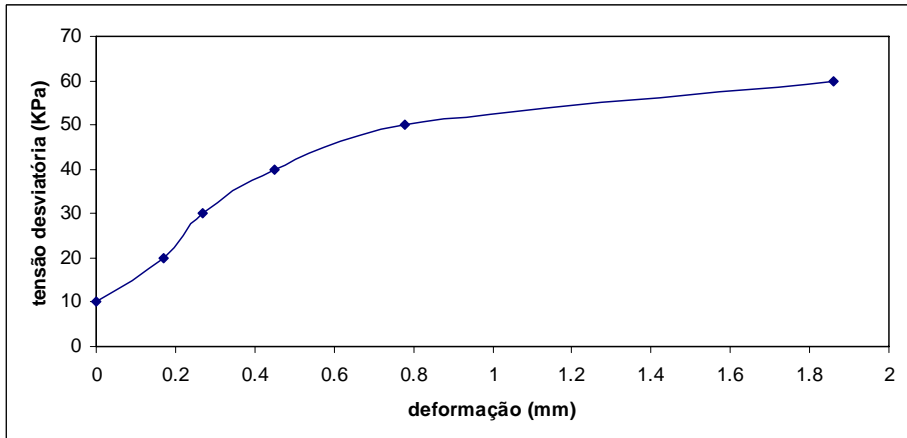


Figura C- 12 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0252

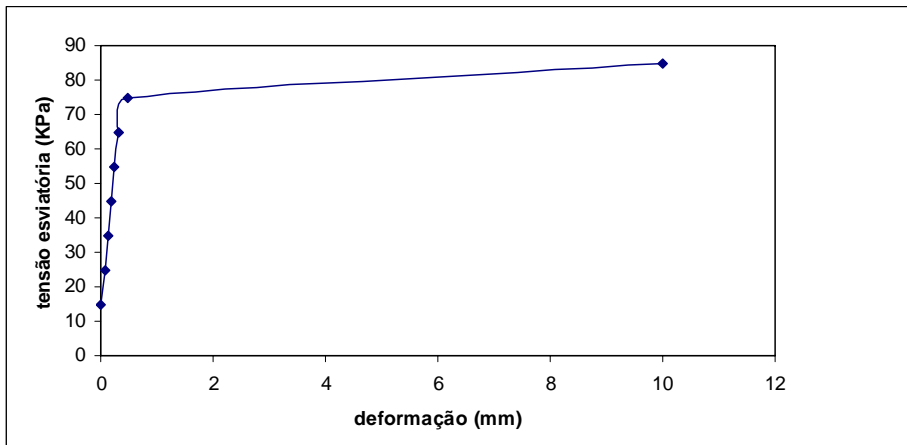


Figura C- 13 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0253

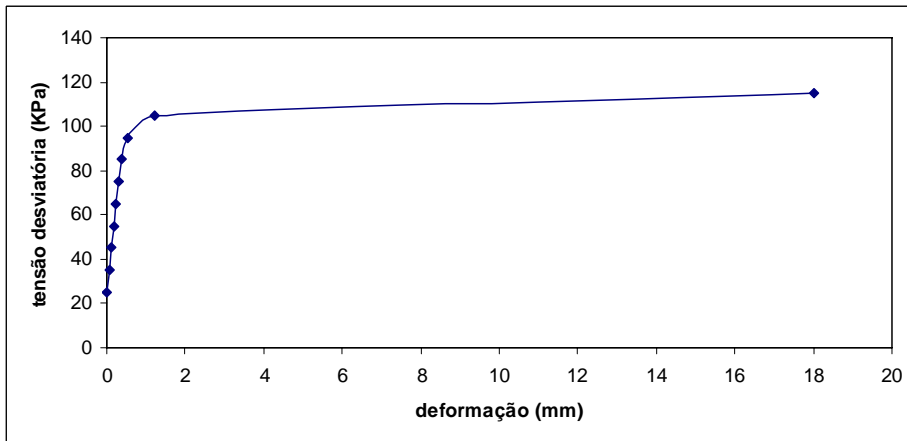


Figura C- 14 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0254

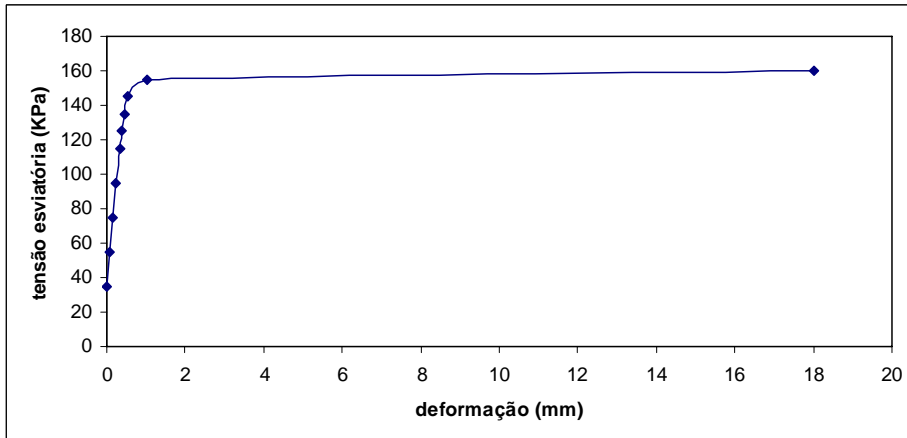


Figura C- 15 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0255

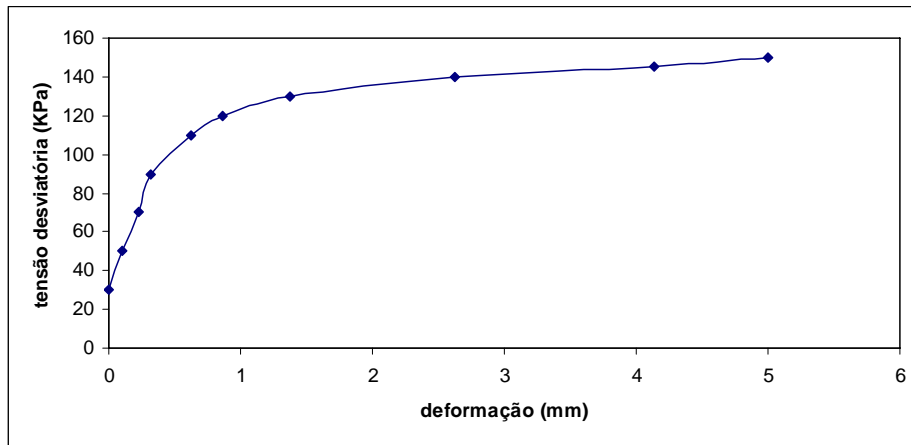


Figura C- 16 – Gráfico Tensão Desviatória X deformação – Amostra 0256

APÊNDICE D

RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS COM A CELULA Ko-UFBa

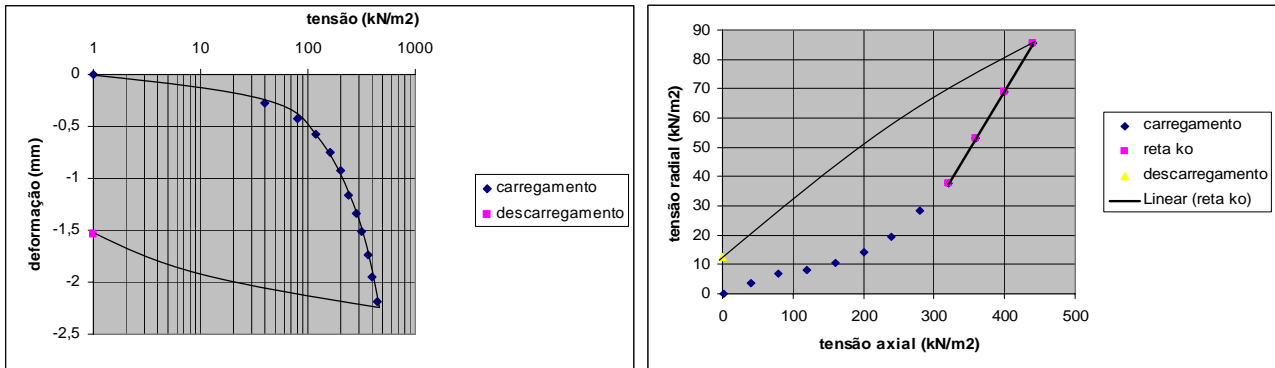


Figura D-1 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – talude amostra 186.

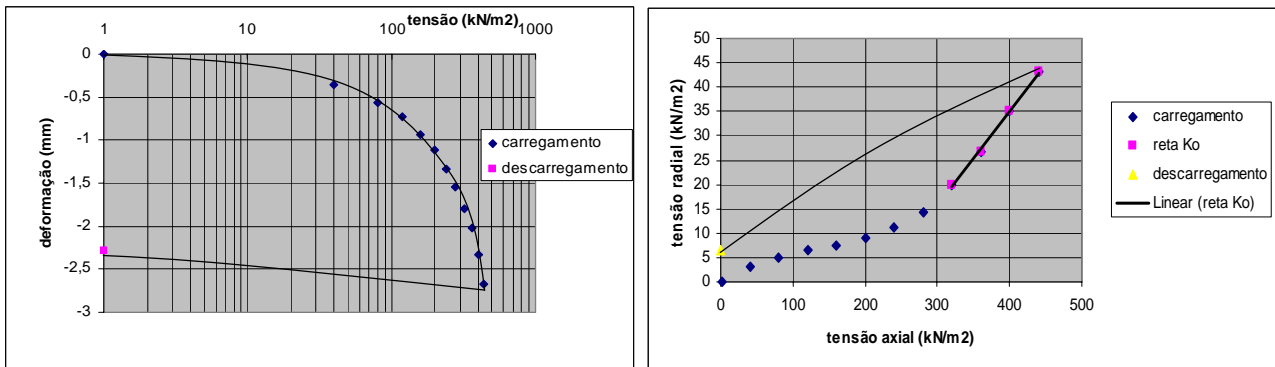


Figura D-2 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – talude amostra 189.

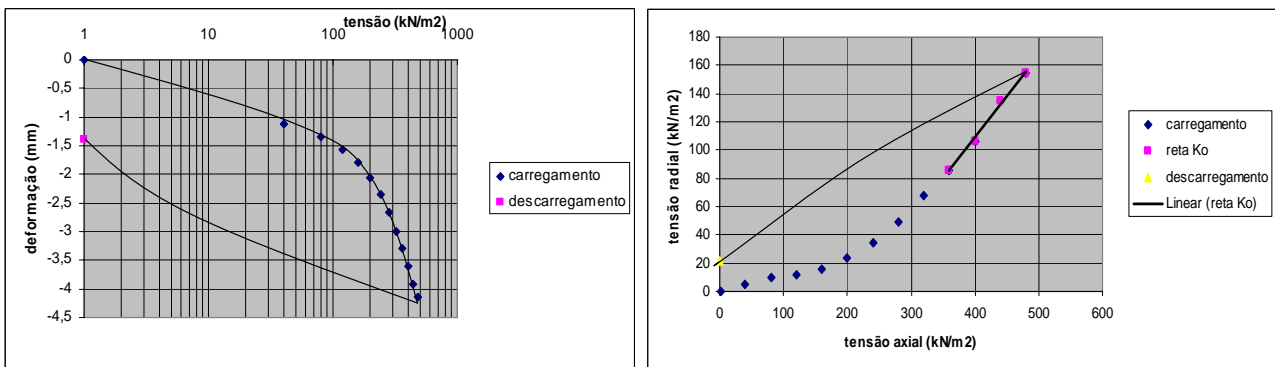


Figura D-3 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – talude amostra 261.

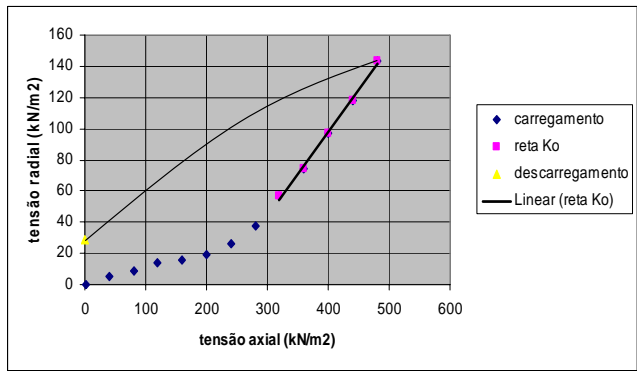
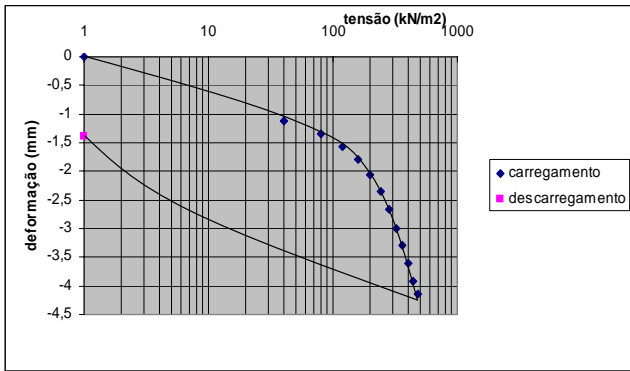


Figura D-4 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – talude amostra 260.

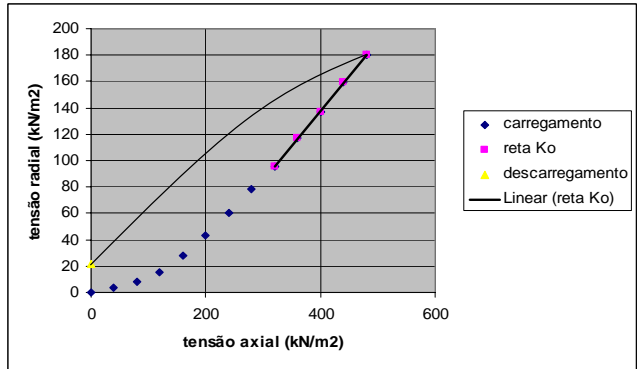
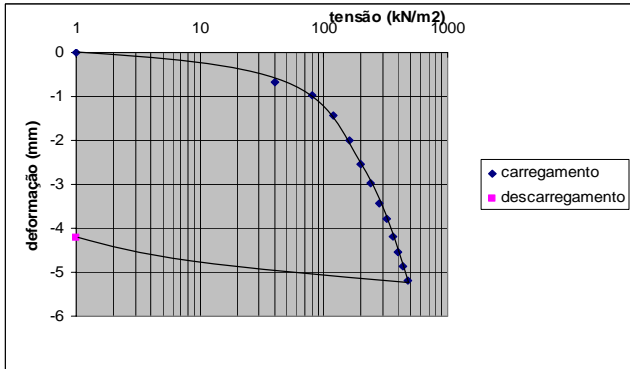


Figura D-5 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – poço 1 amostra 252

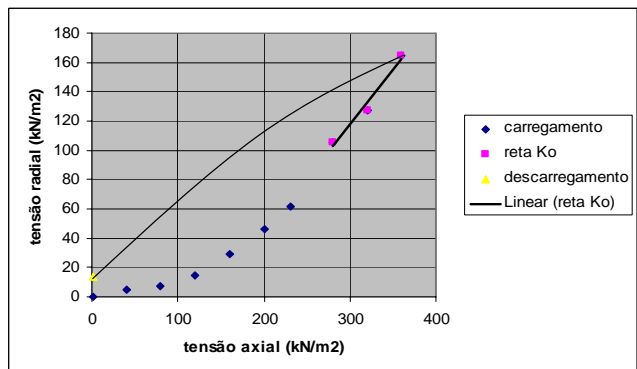
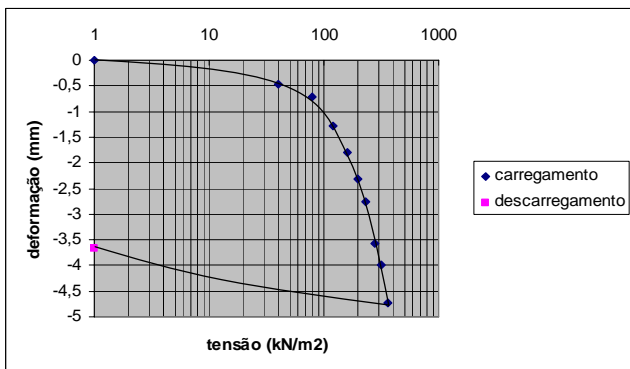


Figura D-6 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – poço 1 amostra 253

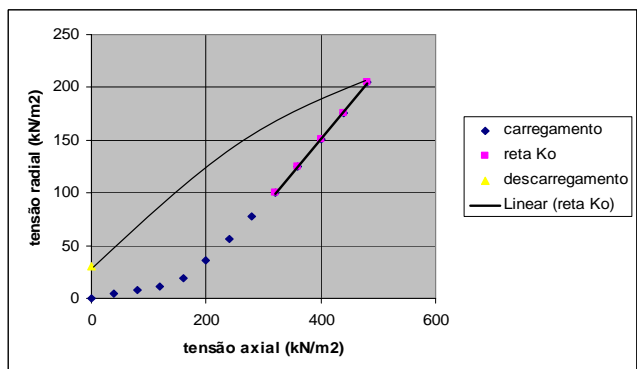
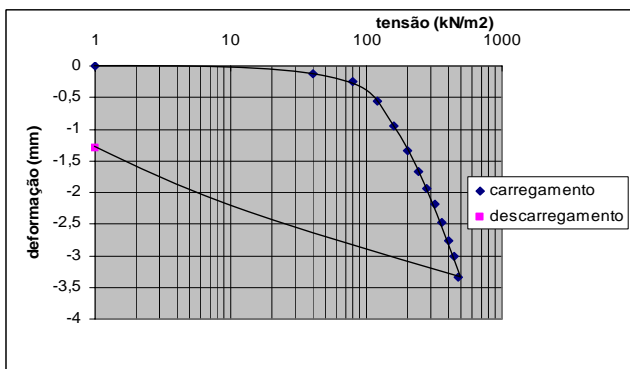


Figura D-7 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – poço 1 amostra 254

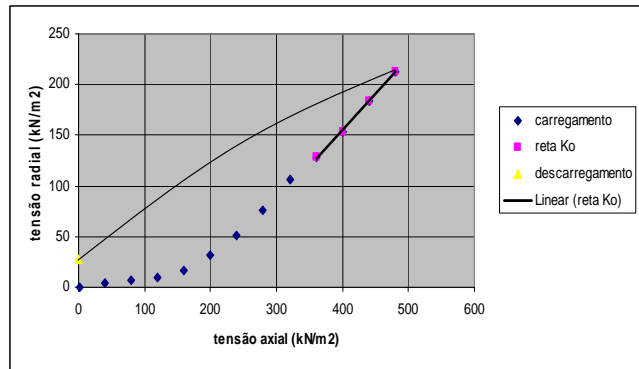
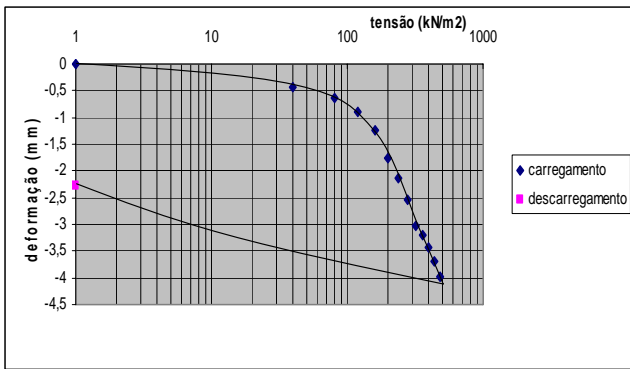


Figura D-8 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – poço 1 amostra 255

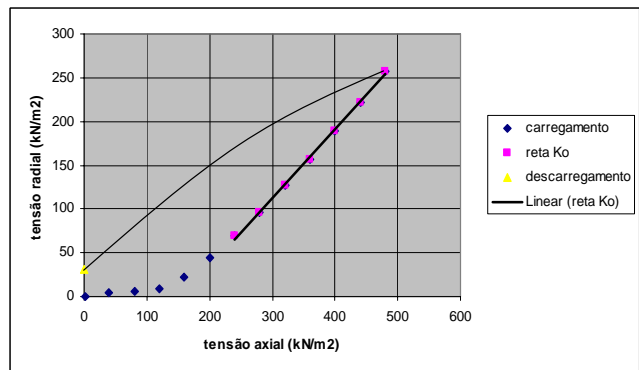
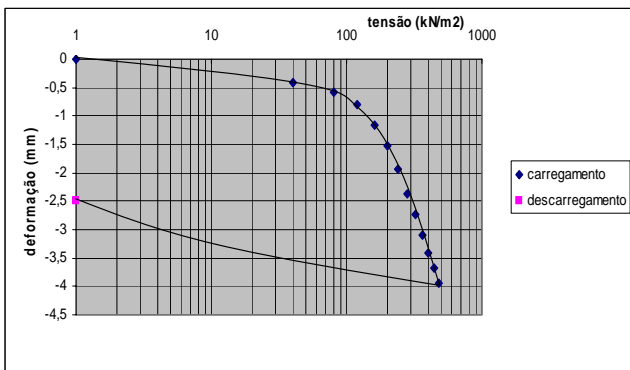


Figura D-9 - Gráficos (a) tensão X deformação e (b) tensão axial X tensão axial – poço 1 amostra 256

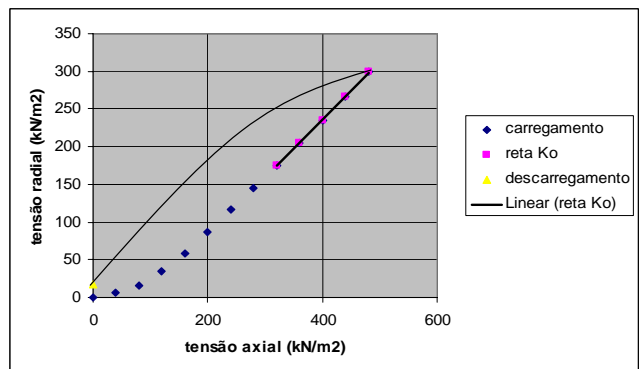
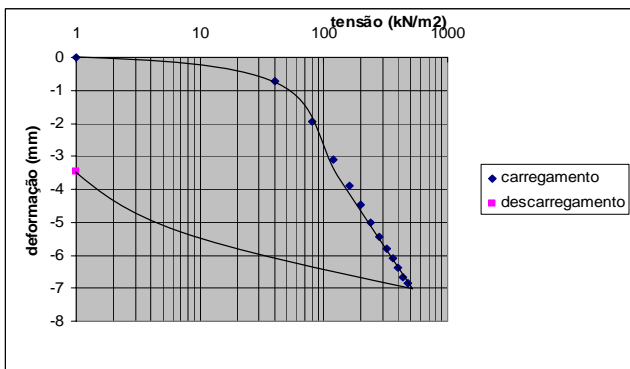


Figura D-10 - Gráficos (a) tensão X deformação; (b) tensão axial X tensão axial – poço 2 amostra 257

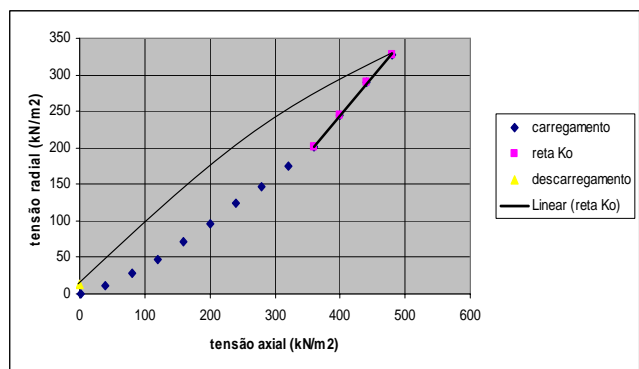
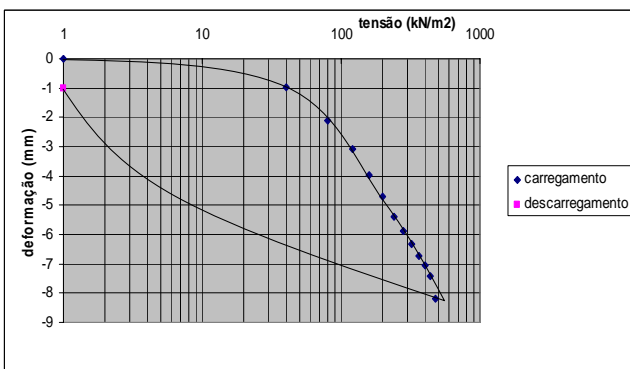


Figura D-11 - Gráficos (a) tensão X deformação; (b) tensão axial X tensão axial – poço 2 amostra 258

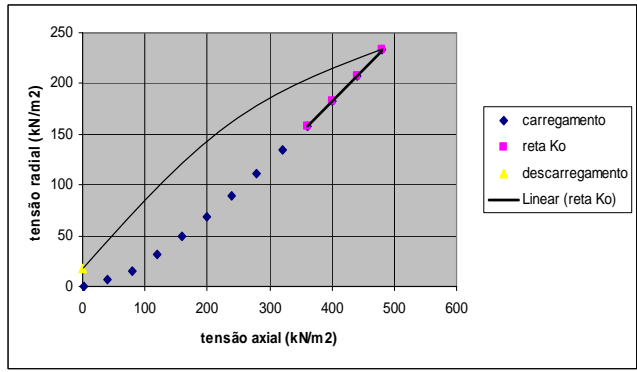
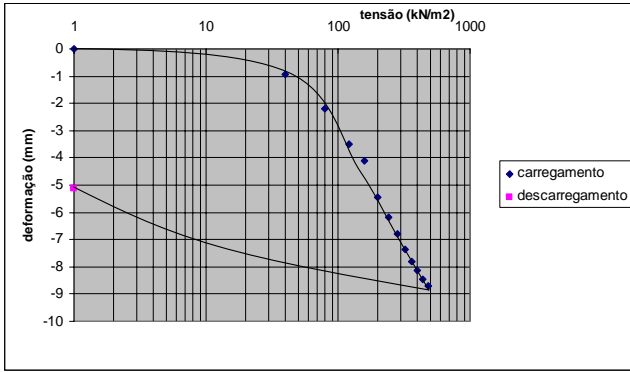


Figura D-12 - Gráficos (a) tensão X deformação; (b) tensão axial X tensão axial – poço 2 amostra 259

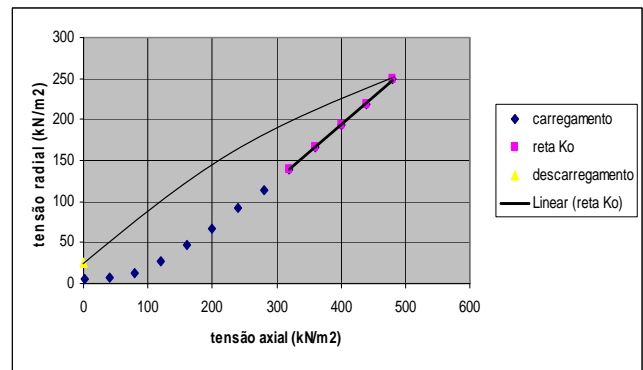
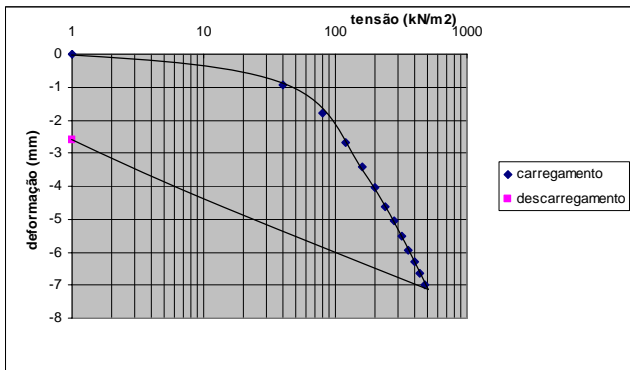


Figura D-13 - Gráficos (a) tensão X deformação; (b) tensão axial X tensão axial – poço 2 amostra 259A